

THÈSES

PRESENTEES

A LA FACULTE DES SCIENCES DE L'UNIVERSITE PARIS VI

POUR OBTENIR

LE GRADE DE DOCTEUR-INGENIEUR

PAR

Jacques QUIBLIER

Première thèse

CONTRIBUTION A LA PREVISION DE LA FISSURATION EN ZONE FAIBLEMENT TECTONISEE (MODELE THEORIQUE)

Deuxième thèse

PROPOSITION DONNEE PAR LA FACULTE

Soutenues le 16 décembre 1971 devant la Commission d'Examen

M. COULOMB . . . *Président*

Mme GUILLAUME . }

M. HABIB } *Examineurs*

M. PERRODON . . }

THÈSES

PRESENTEES
A LA FACULTE DES SCIENCES DE L'UNIVERSITE PARIS VI
POUR OBTENIR
LE GRADE DE DOCTEUR-INGENIEUR
PAR

Jacques QUIBLIER

Première thèse

**CONTRIBUTION A LA PREVISION DE LA FISSURATION
EN ZONE FAIBLEMENT TECTONISEE
(MODELE THEORIQUE)**

Deuxième thèse

PROPOSITION DONNEE PAR LA FACULTE

Soutenues le 16 décembre 1971 devant la Commission d'Examen

M. COULOMB . . .	Président	
Mme GUILLAUME .	} Examineurs	
M. HABIB		
M. PERRODON . .		

UNIVERSITY OF LEIDEN
LIBRARY

111111

UNIVERSITY OF LEIDEN
LIBRARY

UNIVERSITY OF LEIDEN
LIBRARY



UNIVERSITY OF LEIDEN
LIBRARY

UNIVERSITY OF LEIDEN
LIBRARY

UNIVERSITY OF LEIDEN
LIBRARY

CONTRIBUTION A LA PREVISION

=====

DE LA FISSURATION EN ZONE

=====

FAIBLEMENT TECTONISEE (MODELE THEORIQUE)

=====

AVANT-PROPOS

=====

Le problème qui est à la base de cette étude a été formulé par D. REYRE, chef de la division Exploration du Moyen Orient (ELF R. E.). Il en a confié la résolution au Département géologique Central de ELF.

Un avant-projet de P. HABIB, Directeur Adjoint du Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique a permis à MM. PERRODON, TEMPERE et MASSE (D. G. C.) de définir le cadre du travail.

MM. MASSE et SOVICHE ont parrainé cette recherche pour la société ELF R. E.

La National Iranian Oil Company (N.I.O.C.) nous a fourni de nombreux documents et échantillons sans lesquels le travail n'aurait pu être complété.

Nous remercions également la N. I. O. C. d'avoir autorisé la publication de cette thèse.

Le financement du travail a été assuré par ELF R. E.

L'étude proprement dite a été conduite au Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique dirigé par M. J. MANDEL.

Elle a bénéficié tout au long de son déroulement des conseils de P. HABIB.

Je remercie H. D. BUI qui a fourni les bases théoriques du travail et a contribué activement à tous les développements littéraires et à la mise en oeuvre des programmes de calcul.

Je remercie P. MORLIER qui a projeté et supervisé l'essentiel de la partie expérimentale.

MM. MARY et PERGEAUX ont réalisé les essais.

Je remercie également les chercheurs du Laboratoire qui m'ont aidé de leurs conseils et de leurs critiques.

La rédaction de cette thèse est largement le fruit des observations des membres du Jury : Mme GUILLAUME et MM. COULOMB, HABIB et PERRODON.

1ère PARTIE : LE PROBLEME ET LES SOLUTIONS RETENUES :

- Chap. I Présentation d'un problème tectonique simple.
- Chap. II Quelques remarques sur l'hypothèse d'élasticité.
- Chap. III Solutions liées au semi-espace et au demi-plan ; discussion des hypothèses.
- Chap. IV Méthode des éléments finis ; discussion des hypothèses.
- Chap. V Solutions du problème de la bande élastique ; discussion des hypothèses propres.
- Chap. VI Eléments du tenseur total des contraintes (tenseur des contraintes effectives).

2ème PARTIE : RECHERCHE DES DONNEES :

- Chap. VII Géologie descriptive et historique.
- Chap. VIII Mesures sur le gisement.
- Chap. IX Analyse critique des données géométriques.
- Chap. X Analyse des données géométriques
 I. Recherche de l'état initial
- Chap. XI Analyse des données géométriques
 II. Déformation utile
- Chap. XII Analyse des données géométriques
 III. Problème du glissement
- Chap. XIII Données non géométriques
 I. Caractéristiques mécaniques attribuées au milieu.
- Chap. XIV Données non géométriques
 II. Tenseur induit par le poids des terres
- Chap. XV Données non géométriques
 III. Tenseur induit par le fluide interstitiel.

3ème PARTIE : TRAITEMENT DES RESULTATS EN CONTRAINTES

Chap. XVI	Risque relatif de rupture
Chap. XVII	Conclusions

ANNEXES :

- A - Détails sur la méthode étudiée au Chap. III
- B - Méthode des éléments finis
- C - Solution exacte du problème de la bande élastique
- D - Vérification de l'exactitude numérique des solutions proposées

BIBLIOGRAPHIE

FIGURES

PREMIERE PARTIE

=====

LE PROBLEME ET LES SOLUTIONS RETENUES

=====

CHAPITRE I

=====

Présentation d'un Problème Tectonique simple

=====

I.1. La fissuration naturelle d'un massif rocheux contribue pour une grande part à sa perméabilité. On conçoit que la connaissance des zones fissurées d'un réservoir pétrolier puisse être un facteur important de décision lors du choix d'une politique d'exploitation d'un gisement.

En effet, l'extension des zones fissurées commande l'évaluation des réserves effectivement drainables, c'est-à-dire en dernier ressort la rentabilité ou la non rentabilité de telle ou telle structure dans un contexte économique déterminé.

La localisation de ces zones conduit, une fois la décision d'exploitation arrêtée, à optimiser l'implantation des puits.

Or il semble que la géophysique (en particulier la prospection sismique) soit pour l'instant désarmée face au problème de la localisation de telles zones en dehors des cas de failles importantes.

Pour cette raison, il a été envisagé de faire appel à la mécanique des solides et à la mécanique des roches.

I.2. Plus précisément, la démarche suivie se résume ainsi : si l'on peut connaître les déformations à la frontière d'un massif rocheux (et nous verrons que cela est possible dans une hypothèse tectonique simple) on peut calculer le champ des déformations dans tout le massif sous une hypothèse d'élasticité. La connaissance mécanique du matériau constitutif du massif nous permet alors de traduire ce champ de déformations en distribution de contraintes.

Si maintenant nous connaissons un critère de rupture à long terme pour le matériau envisagé, nous pouvons passer de l'état de contrainte à l'état de fissuration du massif.

Nous verrons qu'en pratique les choses ne sont pas si simples et qu'en particulier la connaissance des paramètres mécaniques d'élasticité et de rupture n'est pas directement accessible lorsque l'on traite de déformations extrêmement lentes ; à la notion de zones fissurées nous serons donc amenés à substituer la notion de zones d'iso-risque de fissuration.

I.3. D'un point de vue pragmatique nous pouvons fixer un tableau du problème qui est à l'origine de cette étude.

Du pétrole existe sous un plateau continental.

Le réservoir, épais d'une centaine de mètres, enfoui sous 2000 à 2500 mètres de sédiments, est soumis, d'après les données de la géologie, à une tectonique salifère simple. Cette tectonique, produite par la montée d'un dôme de sel encore profond (5 à 10 Km) se traduit au niveau du réservoir par un dôme d'allure elliptique (axes 20 et 15 km environ). L'ensemble est faiblement déformé puisque la flèche du dôme est d'environ 200 mètres.

Le piège structural où se rencontre le pétrole appartient à un groupe de dômes dont les caractéristiques géométriques et la proximité de plis diapirs de sel infracambrien laissent à penser que les uns et les autres ont même origine, exclusive de toute poussée latérale.

Nous cherchons à étudier la fissuration d'une telle structure, (Fig. 1.1. et 1.2.), en connaissant les données géométriques actuelles de la structure, diverses données géophysiques et enfin les qualités mécaniques actuelles de la roche du réservoir, à partir d'échantillons provenant de divers puits déjà forés.

Chapitre II

=====

Quelques remarques sur l'hypothèse de l'élasticité

=====

II.1. On peut considérer que la poussée verticale unique que nous envisageons représente le cas tectonique le plus simple qui soit.

Dans ce type de déformations, nous ne trouverons pas en effet de configurations géométriques complexes telles que peuvent les produire les poussées latérales.

Une poussée latérale conduit en effet à privilégier les composantes visqueuses de la déformation, à les "amplifier" de telle sorte que BIOT (1,234) a pu effectuer des calculs en viscosité pure pour les longueurs d'onde des plis, calculs corroborés par l'expérience (5,6). De même G. HENRY (7) a établi que les nappes de flysch aquitain ont acquis des formes analogues à celles de l'équilibre d'un fluide visqueux.

II.2. Les poussées exclusivement verticales permettent au contraire un raisonnement plus simple.

Si nous envisageons un court intervalle de temps, quelques années par exemple, nous constatons que pour cette durée, la flèche du dôme s'accroît de quelques fractions de centimètres. Au cours de cette déformation, des contraintes de type élastique seront emmagasinées dans le massif.

Simultanément, en chaque point, les phénomènes viscoplastiques (en fait essentiellement visqueux) vont produire une relaxation des contraintes qui les fera tendre vers un état hydrostatique.

Mais cette transformation, si nous considérons un seul intervalle de temps élémentaire, ne bouleversera le système des contraintes élastiques qu'au bout d'un temps beaucoup plus important que le temps au cours duquel on s'est imposé la déformation (voir le concept de rheid chez W. S. CAREY (8)). Cette description suppose la monotonie de la déformation, ce qui est assuré pour une tectonique salifère.

Il est donc légitime de penser que l'on peut décrire l'état de contrainte maximal* subi par le massif au moyen de la distribution des contraintes calculée dans l'hypothèse élastique. L'état

* dont dépend en dernier ressort la fissuration.

réel à chaque instant sera un état intermédiaire entre l'état élastique et l'état hydrostatique.

- II. 3. On peut aussi décrire le phénomène réel de la façon suivante : la déformation du milieu se fait à vitesse sinon constante du moins strictement imposée. Ainsi se trouve exclue toute possibilité d'évolution autonome (ou d'auto-amplification) du mouvement. Les contraintes ne suivront donc pas une distribution essentiellement visqueuse.
- II. 4. Un autre point important est la nécessité de tenir compte du poids des terres situées au-dessus du réservoir.

Nous nous proposons en effet de superposer le tenseur des contraintes dues au poids propre à celui des contraintes tectoniques.

Anticipons sur le chapitre XIV et donnons la forme du tenseur de poids dans un repère d'axes 1 et 2 horizontaux et d'axe 3 vertical :

$$\begin{bmatrix} Q & 0 & 0 \\ 0 & Q & 0 \\ 0 & 0 & P \end{bmatrix}$$

où P = pression exercée par la couverture solide au-dessus du point considéré.

En pratique, $Q = 0,8 P$ environ.

Si nous supposons une réponse élastique du milieu vis à vis de son poids, cela nous conduit à admettre un coefficient de Poisson un peu inférieur à 0,45.

Or pour les calculs concernant les contraintes tectoniques, nous admettrons un coefficient de 0,35 à 0,40. La valeur de ce coefficient intervenant relativement peu sur la valeur numérique des contraintes.

Il est donc licite, du point de vue numérique, de superposer les contraintes tectoniques et celles dues au poids des terres en faisant comme si ces deux tenseurs représentaient deux états élastiques du même milieu.

Bien entendu, la réalité physique est tout autre. Les mécanismes de dépôt et de consolidation conduisent à un tenseur "de poids" actuel n'ayant que peu de liens avec un état élastique de contraintes.

La déformation tectonique, elle, conduit bien à des contraintes de type élastique, comme nous l'avons souligné.

Le milieu réel peut donc être décrit par deux types de comportement physiquement distincts : l'un caractérise la répartition des effets du poids pendant et après la formation du milieu, l'autre caractérise la réaction du milieu à une déformation qui lui est imposée. Si nous superposons ces deux états de contraintes, c'est donc avec toutes les réserves qui s'imposent et parce que les considérations numériques du début de ce paragraphe semblent nous y autoriser.

Remarque : . Nous avons essayé ici de justifier théoriquement l'hypothèse de l'élasticité.

Nous verrons au chapitre IX par quel moyen nous obtenons une justification concrète de cette hypothèse.

Chapitre III

Solutions liées au semi-espace et au demi-plan élastiques

Discussion des hypothèses

La base de notre calcul a été fournie par H. D. BUI (9).

III. 1. La matrice de Bashelishvili et les notations essentielles (Figures 3.1 et 3.2).

- On suppose l'espace rapporté à un repère orthonormé $Ox_1x_2x_3$.
- On considère le semi-espace V défini par : $x_3 \leq 0$. V est limité par le plan P ($x_3 = 0$). Ce plan est l'état initial (non déformé) de la frontière de V.
- Les points de V seront, en général, notés M et leurs coordonnées (x_1, x_2, x_3). Pour un point de V, x_3 est toujours strictement négatif.
- Les points de P sont notés T. Leurs coordonnées sont ($t_1, t_2, t_3 = 0$).
- La distance d'un point M (de V) à un point T (de P) se note $\rho(M, T)$ ou simplement ρ .
- On suppose V occupé par un milieu élastique, homogène, isotrope, non pesant défini par ses coefficients élastiques (nous utiliserons ici les coefficients λ et μ de Lamé).
- Il est convenu d'appeler matrice de Bashelishvili le tableau de neuf nombres K_{ij} définis par la relation :

$$K_{ij}(M, T) = \frac{\mu}{\pi(\lambda + 3\mu)} \left[\delta_{ij} + \frac{3}{2} \frac{\lambda + \mu}{\mu} \frac{\partial \rho}{\partial t_i} \frac{\partial \rho}{\partial t_j} \right] \frac{x_3}{\rho^3}$$

- On impose à P une déformation. Chaque point T de P est ainsi soumis à un déplacement $\tilde{u}$ de composantes $\tilde{u}_1, \tilde{u}_2$ et $\tilde{u}_3$.

Sous l'effet de cette déformation, chaque point M de V se trouve perturbé et subit un déplacement $u(u_1, u_2$ et $u_3)$.

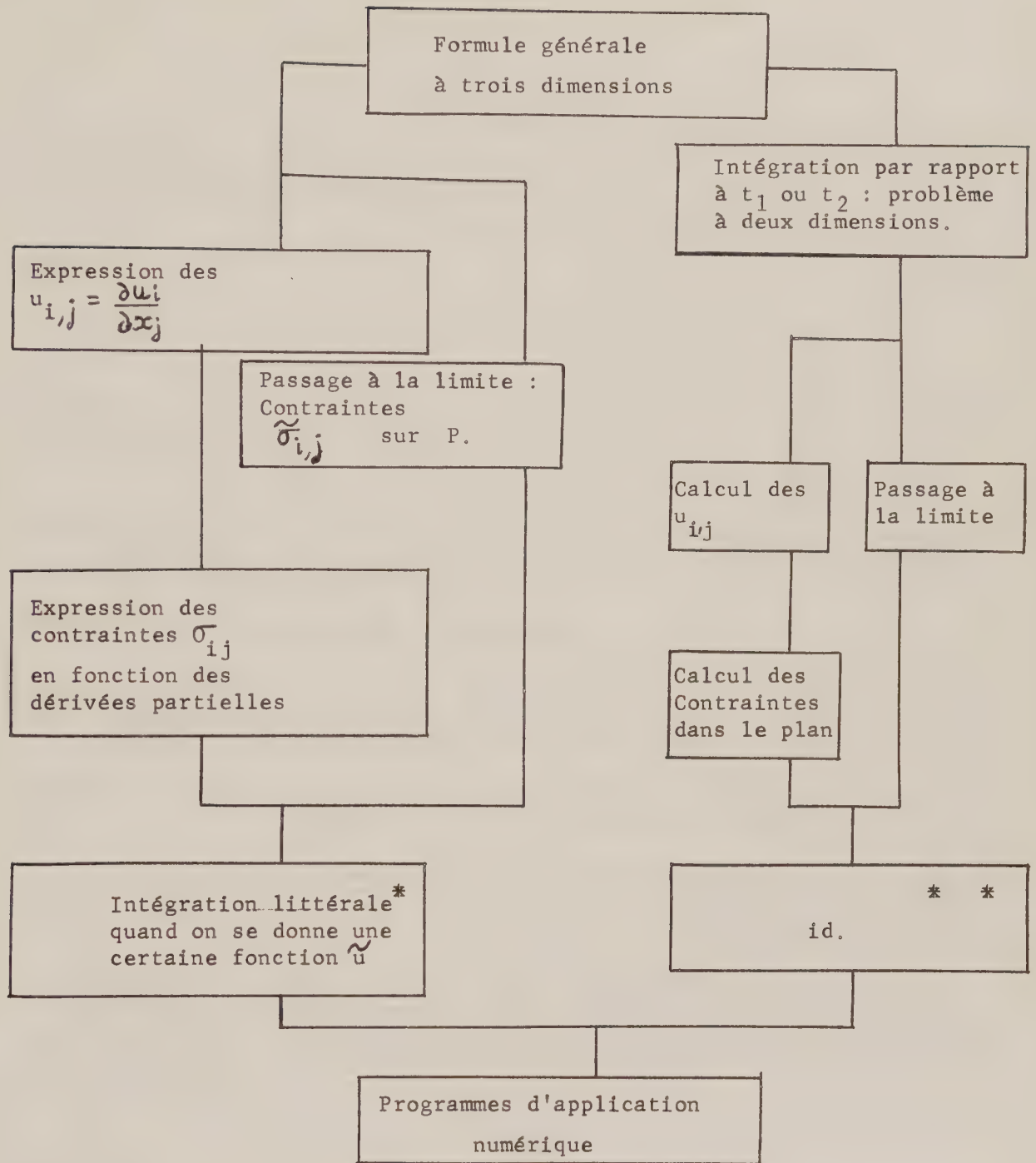
- Les perturbations induites dans V par la déformation de P se caractérisant par la relation fondamentale suivante :

$$u_i(M) = - \iint_P K_{ij}(M, T) \cdot \tilde{u}_j(T) \cdot dS_T$$

- A partir de cette relation, nous pouvons :
 - a) expliciter les contraintes en M ,
 - b) préciser ce qui se passe quand x_3 tend vers 0,
 - c) passer au problème plan quand $\tilde{u}_2$ vérifie certaines conditions.

III. 2.

Ces divers points nous fournissent un plan de travail pour l'application de la méthode qui vient d'être définie. Ce plan de travail se schématise de la façon suivante :



* On décrira généralement la fonction $\tilde{u}$ comme un pavage de petites portions de plan.

* * Dans le cas bidimensionnel, nous représentons $\tilde{u}$ par une succession de petits segments de droites ou mieux, d'arcs du second degré.

III. 3. Les hypothèses

III. 3. 1. Rappelons les hypothèses théoriquement nécessaires :

milieu élastique linéaire

semi-infini

homogène

isotrope

non-pesant.

Nous avons exposé dans le chapitre II les problèmes essentiels liés à l'utilisation de l'élasticité.

Pour les autres hypothèses, nous remarquerons pour notre problème que, si le massif rocheux * peut être considéré comme infini latéralement, il n'en est pas de même pour sa dimension verticale.

D'autre part, un tel massif est non-homogène, anisotrope et pesant.

Nous allons donc essayer de justifier les propriétés admises pour le modèle mathématique en les traduisant en termes d'écarts avec la réalité.

III. 3. 2. Hypothèses d'homogénéité et d'isotropie

D'après les échantillons et d'après les interprétations géophysiques le milieu se caractérise par différentes échelles d'hétérogénéité et d'anisotropie.

A l'échelle centimétrique, nous constatons de nombreuses irrégularités : fines passées argileuses millimétriques délimitant par leurs formes tourmentées des nodules calcaires d'échelle centimétrique. Ces défauts d'homogénéité étant répartis de façon aléatoire, on peut considérer qu'à une échelle plus grande, de l'ordre du mètre par exemple, il n'apparaît pratiquement plus d'anisotropie ni d'hétérogénéité (compensation statistique : cf. MANDEL et DANTU (18)).

A l'échelle métrique et décimétrique, par contre, nous nous trouvons en présence d'un milieu stratifié, donc anisotrope. Cependant pour des forces essentiellement normales au plan de stratification on peut introduire un milieu homogène équivalent (D. G. SALAMON, (10)), et calculer l'écart entre la distribution des contraintes dans le milieu réel et dans son équivalent.

* L'expression "massif rocheux" désigne dans tout ce texte les roches comprises dans la bande allant du mur du réservoir à la surface libre du sol (ici, le fond de la mer). Le réservoir n'est qu'une petite partie du massif située à la base de celui-ci.

Dans notre cas, les déformations sont petites et les caractéristiques mécaniques du milieu stratifié varient relativement peu d'une couche à l'autre, surtout si l'on tient compte de l'incertitude qui entache notre connaissance des paramètres élastiques. Enfin, nous désirons une description globale du réservoir épais d'une centaine de mètres.

Ces remarques nous conduisent à accepter l'assimilation du milieu stratifié envisagé à un milieu homogène.

Quant à savoir si le milieu équivalent au milieu réel est mécaniquement isotrope, la question est de peu d'importance par rapport au but que nous poursuivons.

Nous montrerons en effet que l'introduction d'une anisotropie entre les directions du plan de sédimentation et la normale à ce plan ne modifie pas la répartition en zones de même risque de fissuration (cf. Chapitre XIV).

III.3.3. Hypothèse du milieu non pesant

Nous avons vu au paragraphe II.4 qu'il était possible de superposer le tenseur des contraintes dues au poids propre des terres au tenseur des contraintes d'origine tectonique.

III.3.4. L'hypothèse du milieu semi-infini est en apparence la plus délicate à appliquer au cas considéré.

On commet une erreur en déterminant les contraintes dans une bande finie au moyen d'un calcul établi pour le semi-espace.

La figure 3.3 permet d'apprécier la répartition de l'erreur commise sur une contrainte le long d'une verticale. Cette erreur est une fonction décroissante de la distance à la surface libre de la bande. On peut l'apprécier en comparant les contraintes calculées pour le demi-plan avec celles que l'on tire d'une solution spécifique à la bande élastique infinie latéralement.

Dans notre cas, comme nous faisons les calculs au voisinage de la face inférieure de la bande, l'erreur commise est faible (de l'ordre de 5 %).

III. 3. 5 Erreur de "forme"

Dans la pratique, nous verrons qu'il est nécessaire de modifier la géométrie réelle de la déformée car la nécessité du calcul numérique nous contraint à rendre celle-ci tangente au plan initial P à distance finie.

Quelques essais numériques permettent de voir que ces modifications marginales ne perturbent guère l'état de contrainte dans la partie du dôme intéressante du point de vue pétrolier.

III. 4. Si l'on veut passer du semi-espace au demi-plan, on doit vérifier l'hypothèse de la déformation plane.

Nous constatons sur la structure étudiée (et sur beaucoup d'autres de même origine) qu'on observe une partie centrale d'allure relativement cylindrique.

Le calcul bidimensionnel est alors tout à fait justifié. (le seul critère objectif reste cependant la comparaison du calcul bi- et trimendimensionnel).

III. 5. Conclusions quant au domaine d'application de la méthode :

A - Il faut opérer sur de petites déformations et s'assurer que l'hypothèse élastique est réaliste.

B - Il importe de vérifier que la surface libre du sol n'induit pas de perturbations excessives dans un calcul qui suppose le milieu semi-infini.

Remarque : On trouvera le schéma des calculs en annexe A.

Chapitre IV

La méthode des éléments finis

IV. 1. Rappels

Nous ne reviendrons pas sur les définitions classiques de distribution de contraintes statiquement admissible et de champ de déplacements cinématiquement admissible, pas plus que sur les diverses formes du théorème du minimum.

On trouvera dans la bibliographie la mention de quelques ouvrages et articles de base de ZIENKIEWICZ (23, 24, 25) et GUELLEC (26) contenant l'essentiel de ce que l'on doit savoir sur la méthode des éléments finis.

IV. 2. Application de la méthode au problème considéré

Nous assimilons les coupes verticales de la structure étudiée à des plaques également verticales d'épaisseur unité : nous nous plaçons donc dans le cadre du problème bidimensionnel (ou plan).

Nous supposons que chaque plaque (chaque coupe) vérifie les conditions aux limites suivantes (fig. 4) :

- a - face inférieure : déformation imposée,
- b - face supérieure : libre (surface du sol)
- c - faces latérales : fixées.

On trouvera quelques indications sur la méthode de calcul proprement dite en annexe B.

H. D. BUI (11) a construit l'essentiel du schéma du calcul et a supervisé les calculs littéraux (très longs) et la programmation.

IV. 3. Les hypothèses :

Elles sont en apparence beaucoup plus larges que pour la méthode envisagée au chapitre III.

On ne suppose plus le milieu semi-infini verticalement ; on peut introduire plusieurs milieux élastiques jointifs ; on peut enfin introduire directement l'influence du poids du milieu. La méthode semble donc remarquablement adaptée à tous les cas concrets. Cependant, nous serons amenés à tempérer ce jugement. En effet :

- a - Les temps de calculs avec la méthode des éléments finis sont plus importants que pour la méthode exposée précédemment (de l'ordre de 6 à 10 fois).
- b - On peut introduire directement l'influence de la gravité dans le calcul, mais nous avons vu en II que, si les contraintes tectoniques pouvaient bien être assimilées à une distribution élastique, il n'en allait absolument pas de même pour les contraintes dues au poids du milieu.

Il est donc préférable de traiter le problème tectonique et celui du poids séparément et de les superposer en fin de calcul.
- c - En introduisant une plaque finie, on se libère bien de l'erreur induite par l'hypothèse du milieu semi-infini.

Par contre, on introduit des frontières latérales artificielles (la bande réelle est latéralement infinie) sur lesquelles le choix des conditions à imposer est un peu arbitraire (cf. fig. 4).
- d - Le fait de pouvoir envisager plusieurs milieux distincts est certes avantageux. Cependant le massif que nous considérons comporte trop de strates pour que nous les introduisions dans le calcul (à supposer que nous sachions attribuer à chaque élément des caractéristiques mécaniques).
- e - Enfin, la méthode, déjà lourde à deux dimensions, se prête mal aux extensions tridimensionnelles.

En conclusion, nous voyons que l'utilisation de la méthode des éléments finis est très limitée dans le domaine qui nous préoccupe : elle n'apporte pas de progrès sensible par rapport au modèle mathématique du chap. III et elle entraîne des coûts de calcul beaucoup plus importants.

Chapitre V

=====

Solution "exacte" du problème de la bande élastique finie

=====

Discussion des hypothèses

=====

V. 1. La fonction F

Soit une bande élastique plane, homogène, et isotrope soumise à des conditions aux limites supposées connues (fig. 5).

Les contraintes dans ce milieu s'obtiennent par dérivation d'une fonction biharmonique $F(x, y)$.

V. 1. 1. Notations

$$\frac{\partial^n F}{\partial x^n} = F_{\underbrace{x \dots x}_n} \quad ; \quad \frac{\partial^n F}{\partial y^n} = F_{\underbrace{y \dots y}_n}$$

alors si cette fonction F est bien choisie :

$$\sigma_{xx} = F_{yy} \quad ; \quad \sigma_{xy} = -F_{xy} \quad ; \quad \sigma_{yy} = F_{xx}$$

V. 1. 2. Une telle fonction doit vérifier :

(Δ = opérateur de Laplace)

$$\Delta \Delta F = 0$$

V. 2. Méthode de calcul (sur des indications de H. D. BUI (12))

On se fixe un système d'axes : axe x parallèle aux bords de la bande ; axe y perpendiculaire à x .

Introduisons la transformée de Fourier F' de F .

$$F'(a, y) = \int_{-\infty}^{+\infty} F(x, y) e^{iax} dx$$

$$(\text{on a donc : } F(x, y) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F'(a, y) e^{-iax} da)$$

Alors les dérivées de F ont pour transformées :

$$F_x(x, y) \rightarrow iaF'(a, y)$$

$$F_{xx}(x, y) \rightarrow (-ia)^2 F'(a, y)$$

$$F_{xxxx}(x, y) \rightarrow (-ia)^4 F'(a, y)$$

et la condition $\Delta\Delta F = 0$ se transpose :

$$(-ia)^4 F'(a, y) + 2(-ia)^2 \frac{d^2}{dy^2} F'(a, y) + \frac{d^4}{dy^4} F'(a, y) = 0$$

Equation dont les solutions sont de type :

$$F'(a, y) = A(a) e^{ay} + B(a) e^{-ay} + C(a) ye^{ay} + D(a) ye^{-ay}$$

Les quantités A, B, C et D sont quatre paramètres que nous aurons à déterminer grâce aux conditions aux limites.

Ce calcul est fait en annexe C.

V. 3. Ayant déterminé les paramètres, on connaît F' . De là, on remonte à F par la transformation inverse et on peut calculer les contraintes.

Nous nous trouvons ainsi en présence d'une solution exacte.

En effet, nous voyons disparaître les hypothèses de milieu semi-infini (comme dans le cas de la 1ère méthode) ou d'approximation par arcs plus ou moins élaborés (comme dans le cas des éléments finis).

L'extension à trois dimensions de la méthode n'a pas été envisagée, (alors que la méthode du chap. III s'y prête bien).

De plus, on ne peut calculer le déplacement tangentiel éventuel à la limite inférieure de la bande, (mais on peut l'introduire à priori).

V. 4. Les déplacements :

En notant u et v les composantes horizontales et verticales des déplacements, on a la relation classique :

$$E \frac{\partial u}{\partial x} = (1-\nu^2)\sigma_{xx} - (\nu^2+\nu)\sigma_{yy} = (1-\nu^2)F_{yy} - (\nu^2+\nu)F_{xx}$$

et si u' est la transformée de u :

$$-iaEu' = (1-\nu^2)F'_{yy} - (-ia)^2(\nu^2+\nu)F'_{xx}$$

D'autre part :

$$\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} = 2 \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xy}$$

d'où :

$$Ea^2v' = (1-\nu^2) \frac{d^3F'}{dy^3} + a^2(\nu^2-\nu+2) \frac{dF'}{dy}$$

connaissant F on peut donc trouver u' et v' .

V. 5. Les hypothèses

Nous avons déjà examiné les hypothèses de milieu élastique, homogène, isotrope et non pesant.

La méthode étudiée dans ce chapitre a l'avantage non négligeable de tenir compte des conditions mécaniques réelles de la surface libre du sol.

Par contre, les bords de la bande doivent être parallèles, ce qui représente une limitation.

Cependant, les essais de calculs permettent de penser qu'un léger défaut de parallélisme (quelques degrés entre les deux bords de la bande) n'introduit pas de modification notable dans la distribution des contraintes.

Chapitre VI

=====

Les éléments du tenseur résultant des contraintes

=====

Nous avons déjà parlé de l'influence du poids propre qu'il convenait d'ajouter à l'effet tectonique pour décrire correctement les efforts supportés par la roche. Les contraintes correspondantes seront étudiées de façon plus explicite au chapitre XVIII.

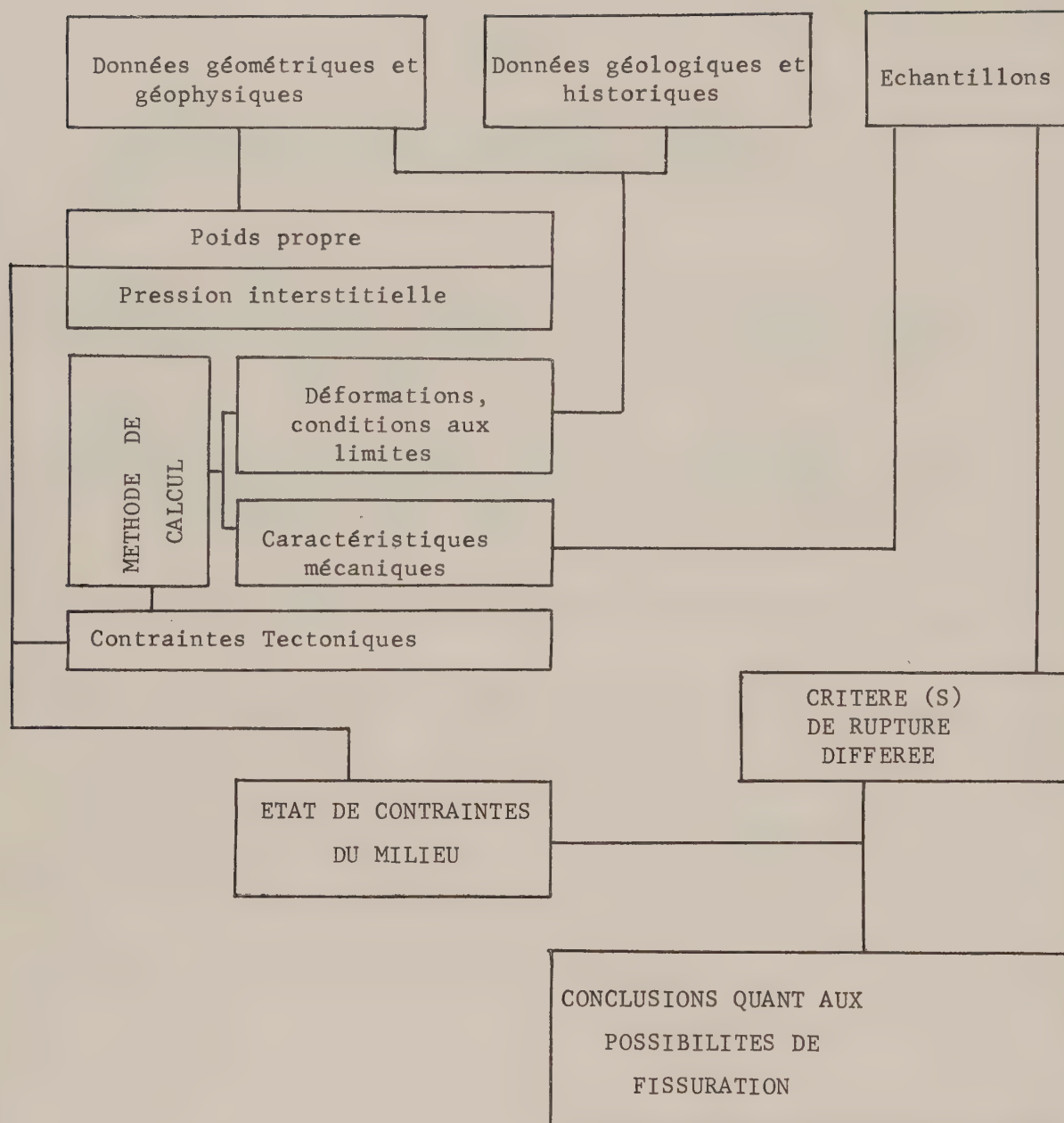
Mais il s'ajoute un autre effet : la matrice rocheuse contient généralement un réseau de fissures et de pores de taille, forme et distribution variables. Lorsque ce réseau est rempli par un fluide, il est soumis à une pression interne. La roche supporte donc un nouveau système de contraintes dû à la pression interstitielle.

Les contraintes correspondantes seront étudiées au chapitre XVII.

L'état de contrainte réel de la matrice rocheuse sera donc défini par la somme de trois systèmes de contraintes :

- celui dû aux déformations (contraintes tectoniques)
- celui créé par la présence d'une couverture pesante (poids propre)
- celui induit par le fluide interstitiel (pression de pore ou pression interstitielle).

Ceci nous permet de définir un schéma de travail encore grossier :



DEUXIEME PARTIE

=====

RECHERCHE ET MISE EN OEUVRE

=====

DES DONNEES

=====

Chapitre VII *

Géologie du site et évolution tectonique

VII. 1. Cadre géologique.

VII. 1. 1. Cette description résulte pour l'essentiel de l'article de D. REYRE et S. MOHAFAZ (20) et des idées actuelles de D. REYRE sur le problème.

La structure étudiée se situe (voir carte 7.4) dans la partie du Golfe de Persique bordée à l'Ouest par le môle de QATAR, au sud-est par la chaîne des OMANIDES et au nord par la chaîne du ZAGROS.

Il s'agit donc d'un bassin sédimentaire de plateforme stable (plateforme arabo-persique) présentant des faciès de type épicontinental et affecté d'une tectonique faible. Les couches présentant ces faciès se poursuivent sans épaississement notable sur 200 km jusqu'à très près de la zone de dislocation majeure ("Main Thrust Line") du Zagros. Aussi l'opinion la plus récente des géologues, et notamment de D. REYRE, est que la déformation intense du Zagros externe s'est surimposée (au mio-pliocène) à la plateforme épicontinentale.

Pour ce qui est de la région étudiée, son caractère le plus frappant est la présence d'îles constituées pour la plupart de dômes de sel perçant où affleurent soit le sel infracambrien, soit les sédiments de "Cap-Rock".

Ce caractère ainsi que le style tectonique des structures reconnues par la prospection sismique, montrent que les phénomènes d'halocinèse sont responsables de la majeure partie des structures de la zone (cf. chap. I.3).

L'intensité des mouvements verticaux du sel est plus ou moins importante suivant les structures (simples intumescences ou dômes perçants).

Les travaux géologiques liés à la recherche pétrolière ont également montré que les mouvements halocinétiques ont débuté dès le Trias. Sur certaines structures on a pu reconstituer des mouvements décelables dès le Jurassique supérieur, suivis de périodes d'accélération au Crétacé moyen et à l'Eocène moyen et supérieur.

C'est à la fin du Miocène et du Pliocène que les mouvements sont les plus importants ; ils représentent alors les contre coups des plissements intenses du Zagros et le synchronisme a été démontré (cf. (20)).

* La source essentielle d'informations pour ce chapitre et les suivants est constituée de documents internes de ELF-RE. (Dépt. Géol. Central).

VII. 1. 2. Stratigraphie

La coupe 7.3 résume la série du district étudié. En réalité, seuls les termes allant du FARS* au LIAS sont bien connus par forage dans le Golfe Persique. Pour ce qui est des séries inférieures, les données utilisées sont celles des travaux géologiques exécutés dans le Zagros et les Omanides. Pour ce qui est de la structure prise comme objet d'étude, la coupe stratigraphique est connue à partir du Jurassique supérieur :

- Jurassique supérieur (600 m) : débutant par une série dolomitique suivie de calcaires compacts, de calcaires crayeux et marneux.

- Crétacé moyen : 80 m d'argiles vertes puis 100 m seulement de calcaires gris et blancs. Cette série a été érodée au sommet et une discordance précède la transgression du crétacé supérieur.

- Crétacé supérieur : 20 m d'argiles sont suivis de 100 m environ de calcaires crayeux et cristallins constituant le réservoir étudié ici (ILAM).

Ce réservoir a été légèrement entamé par l'érosion. Il est surmonté de 140 m de calcaires argileux et de marnes.

- Paléocène et Eocène inférieur : ces termes sont constitués de 50 m de calcaires glauconieux.

- Eocène moyen et supérieur : 750 m de calcaires argileux et crayeux.

- Oligo-Miocène : 140 m de calcaires argileux et de dolomies (ASMARI).

- Miocène inférieur (FARS) : 550 m d'anhydrites avec marnes intercalées et, au milieu, 80 m de calcaires dolomitiques et de marnes grises.

- Miocène moyen : 50 m de dolomies et calcaires dolomitiques.

- Mio-Pliocène : reconnu sur 100 m environ, il comprend des marnes plastiques à intercalations de grès glauconieux.

VII. 1. 3. Le réservoir.

D'après l'interprétation sédimentologique de L. YAPAUDJIAN (ELF R. E.).

Il comporte essentiellement des calcaires crayeux et cristallins.

* FARS : nom local donné aux séries du miocène inférieur.

L'ensemble des microfaciès observés peut être attribué à un milieu marin "restreint" (présence d'une barrière ne conférant pas cependant à la zone un caractère tout à fait lagunaire). Les séquences élémentaires sont "négatives", c'est-à-dire à augmentation progressive de bas en haut du niveau d'énergie des courants liés au dépôt. En pratique cela se traduit par un granoclassement inverse.

On trouve au sommet du réservoir la barrière évoquée ci-dessus : calcaires à grainstones*, pellets, **, algues mélobesiées, etc... (ce niveau n'existe qu'en certains points hauts de la structure et disparaît ailleurs par suite d'une légère érosion)

VII. 2. Analyse du mécanisme

D'après REYRE les grandes étapes de l'évolution structurale de la zone étudiée se résument ainsi :

(	:	:	:	)
(Début Pliocène	:	Formation de la chaîne	- 10 M. A.	)
(	:	du Zagros	:	)
(	:	:	:	)
(Début Eocène	:	Mise en place de	:	)
(	:	l'Huile	:	)
(	:	:	:	)
(Crétacé Supérieur	:	Dépôt du réservoir	- 100 M. A.	)
(	:	mouvements d'ensemble:	- 70 M. A.	)
(	:	:	:	)
(Siluro-dévonien	:	Mouvements calédoniens	- 400 M. A. (?)	)
(	:	:	:	)
(Infracambrien	:	Dépôt du sel	- 570 M. A.	)
(	:	:	:	)
(	:	:	:	)

La coupe stratigraphique (fig. 7.3) précise l'épaisseur des dépôts correspondant aux diverses étapes de formation de l'ensemble de la zone.

Le mouvement du sel peut être décrit de la façon suivante : très tôt au cours du secondaire, des différenciations halocinétiques sont intervenues au niveau des puissantes séries salifères infracambriennes. Ensuite le sel s'est mis, ou remis, en mouvement à l'occasion de paroxysmes tectoniques régionaux.

* D'après la classification de R.J. DUNHAM (27) on appelle calcaire grainstone un calcaire à grains jointifs sans boue carbonatée.

** Pellet : particule carbonatée arrondie d'origine organique (vraisemblablement constituée de déjections de vers ou de crustacés).

C'est ainsi qu'à la fin du crétacé moyen, un dôme peu accentué existe déjà dans la zone que nous étudions. Il est ennoyé lors de la transgression marine du crétacé supérieur où commencent à s'accumuler les séries sédimentaires dont bientôt celle qui constitue le réservoir qui nous intéresse.

L'induration du réservoir se produit tandis que la couverture commence à se déposer.

La montée du sel relativement active aux environs de - 70 M.A. déforme le réservoir, le transformant en piège anticlinal où vient s'accumuler l'huile.

La structuration se poursuit de façon très lente jusqu'à - 10 M. A., époque de la phase tectonique du Zagros.

Depuis ce moment jusqu'à nos jours, la montée du sel est très rapide puisque, comme nous le calculons au chapitre XI, on voit que la déformation produite lors des derniers 10. M. A. est aussi importante que celle accumulée dans les 90 M. A. qui ont précédé.

Nous nous sentons donc tout à fait en droit de supposer que toutes les contraintes tectoniques susceptibles de conduire à la fissuration du milieu se sont produites lors de cette phase finale de 10 M. A.

Ceci nous amène à définir quelques notions de la plus haute importance pour la suite du travail :

la déformée intermédiaire est l'état de déformation du réservoir à l'époque - 10 M. A.

la déformée actuelle est l'état actuel du réservoir.

La déformation qui conduit de la déformée intermédiaire à la déformée actuelle est dite déformation utile; elle est prise comme seule génératrice des contraintes.

Mais les nécessités du calcul nous imposent le traitement des déplacements à partir d'un état initial plan. Nous introduirons donc une déformée fictive. Celle-ci sera choisie de sorte que le passage de l'état initial plan à la déformée fictive conduise dans tout le massif à un état de contrainte identique à celui créé par la déformation utile.

Les figures 7.1 et 7.2 résument ces notions fondamentales.

VII. 3. Quelques remarques :

VII. 3. 1. Nature des poussées subies par le réservoir

L'épaisse couche argileuse située à la base du réservoir et à laquelle on peut imputer un comportement plastique nous incite à considérer que les poussées subies par le réservoir se sont exercées non pas de façon rigoureusement verticale, mais normalement au mur du réservoir ("mur" est un terme minier désignant l'interface caractérisant le début du dépôt d'une couche : ici, il s'agira donc de l'interface inférieur du réservoir).

VII. 3. 2. Géométrie des dépôts

Pour le réservoir considéré, nous nous trouvons en présence de calcaire de Lagon et le caractère plan de la transgression (surfaces d'abrasion) est à peu près assuré. Les géologues considèrent la quasi horizontalité de l'interface réservoir-couverture, lors de son dépôt, comme très vraisemblable.

Cela est vrai d'une façon assez générale pour chacune des étapes du dépôt car il s'agit d'une mer épicontinentale où les modelés successifs du fond doivent statistiquement se compenser (d'après REYRE op. cit.).

VII. 3. 3. Epaisseur de couverture

La partie de la déformation que nous retenons a, comme nous venons de l'indiquer, duré environ 10 M. A.

On peut alors remarquer que durant cette période, l'épaisseur de la couverture a varié dans le sens d'un accroissement continu. On voit sur les coupes stratigraphiques que cette variation est d'environ 500 m (l'épaisseur actuelle étant d'environ 2500 m au-dessus du réservoir).

Nous avons effectué sur quelques coupes le calcul des contraintes totales (tectoniques + poids + pression de fluide) en faisant varier les deux derniers termes pour prendre en compte la couverture initiale (il y a 10 M. A.) soit 2000 m environ, un état intermédiaire (2250 m environ) et l'état actuel (2500 m) de la couverture.

Nous avons constaté que le classement des points du réservoir d'après leur risque relatif de fissuration (chap. XVI) n'est pas affecté par cette variation. Il reste cependant qu'une variation plus importante, nous en trouvons une sur un autre exemple que nous avons traité, peut entraîner des modifications un peu plus importantes de la répartition des risques de rupture et de la nature de celle-ci (tractions au lieu de compressions, par exemple).

Nous avons donc travaillé, au vu de ces résultats, sur la géométrie actuelle de la couverture.

Chapitre VIII

Mesures sur le gisement

VIII. 1. Classification des informations disponibles

On peut distinguer informations indirectes et directes.
Dans la première classe citons :

- La prospection sismique
- Les connaissances structurales en général déduites par extrapolation de connaissances géologiques acquises par ailleurs.

Parmi les informations directes nous retenons tous les renseignements résultant des sondages réalisés :

- diagraphies
- calage de la sismique
- mesure des pressions de fluide
- fracturation hydraulique
- localisation du plan d'eau
- échantillons ramenés au jour.

VIII. 2. Utilisation des informations indirectes

Elles ne sont pas en réalité utilisées à l'état brut.

- La prospection sismique, calée par les sondages, est la base de notre travail puisqu'elle nous fournit ce que nous nommons les "données géométriques brutes".

Nous étudierons le traitement de ces données aux chapitres IX à XII.

- Les données géologiques nous ont servi d'appui (chapitre VII) pour fonder les notions importantes de tectonique verticale simple, de plan initial, de déformée intermédiaire et de niveau de référence.

VIII. 3. Utilisation des informations directes.

- Les sondages permettent, nous l'avons dit, de caler les résultats sismiques.

- Ils permettent de connaître l'épaisseur du réservoir (utilisée aux chapitres IX et X).

- Ils permettent d'estimer la densité moyenne de la couverture sédimentaire et de la colonne de fluide au-dessus du réservoir (diagraphies).

- La densité du fluide (1,07) jointe aux mesures de pression

effective dans le réservoir montre que l'état de ce fluide dans le réservoir correspond, à quelques pour cent près à l'état hydrostatique.

Ces résultats sont la base implicite de tout le chapitre XV.

- La densité moyenne de la couverture solide permet l'estimation du terme "vertical" du tenseur de contraintes induit par le poids propre (chapitre XIV).

Les autres termes de ce tenseur auraient théoriquement dû résulter de la fracturation hydraulique. Celle-ci s'avérant suspecte, nous avons dû procéder par analogie avec des résultats obtenus en d'autres lieux.

- Les diagraphies sont d'autre part interprétables en termes pétrographiques et nous renseignent sur la nature du milieu et sur les variations latérales de faciès. Celles que nous avons observées nous conduisent à adopter sans craintes excessives les hypothèses d'isotropie et d'homogénéité dont il est question lors des premiers chapitres.

- La localisation du plan d'eau fournit un facteur interprétatif d'ordre très pratique du point de vue pétrolier. Nous voyons figurer ce plan sur la carte 16.3.

- Les échantillons ramenés lors des phases de carottage nous ont permis l'étude mécanique du réservoir et l'observation de la fissuration naturelle.

Chapitre IX

Analyse critique des données géométriques

IX. 1. Forme brute des données :

La prospection sismique fournit, après dépouillement et interprétation des relevés, des cartes isobathes représentant le toit du réservoir. Cette donnée géométrique contient des incertitudes dues en particulier aux lois de vitesse adoptées. Cependant, les écarts avec la réalité se trouvent corrigés en partie par les sondages effectués, qui permettent de "caler" l'ensemble des résultats sur des mesures absolues.

L'incertitude rémanente est de l'ordre de la dizaine de mètres et peut se représenter par des fluctuations lentes entre les valeurs réelles et les valeurs mesurées, localement assimilables à une translation d'ensemble. Un tel phénomène introduit donc un écart faible entre contraintes réelles et calculées.

IX. 2. Quadruple ambiguïté des isobathes.

Les isobathes concernent le toit du réservoir. Or, pour décrire l'état de contrainte de celui-ci, nous avons besoin d'en connaître le mur.

L'état initial plan P n'apparaît absolument pas sur une telle représentation.

Les isobathes ne fournissent aucune notion sur la déformée intermédiaire définie au chap. VII.

Nos méthodes de calcul exigent une connaissance de la correspondance ponctuelle entre P et sa déformée (état actuel du mur), or les cartes ne fournissent qu'une définition globale de la forme actuelle.

IX. 3. Levées des ambiguïtés :

IX. 3. 1.

Le passage du toit au mur n'offre aucune difficulté particulière si l'on possède une loi représentant les variations d'épaisseur du réservoir. Une telle loi est fournie par les sondages et par les travaux de synthèse d'ensemble effectués sur le bassin par les géologues d'ELF-RE., MM. REYRE et DEVEAUX en particulier (20).

IX. 3. 2.

La représentation graphique isobathe doit être convertie en coupes pour permettre la détermination empirique de l'état initial plan P .

Ces coupes posent deux problèmes purement techniques que nous citons pour mémoire :

- Nous devons avoir un nombre suffisant de coupes de la structure pour en tirer des données numériques du calcul tridimensionnel ;

- étant donné la faiblesse des déformations, nous devons représenter les coupes à une échelle verticale beaucoup plus grande que l'échelle horizontale. Il faut alors transformer les mesures de segments obliques d'une façon qui est loin d'être intuitive pour décrire la déformée réelle.

IX. 3. 3.

... La déformée intermédiaire et la déformation utile définies au chap. VII ne peuvent être étudiées que par des considérations indirectes qui seront exposées au chap. XI.

IX. 3. 4.

Le problème de la correspondance ponctuelle entre état initial et déformée sera exposé au chapitre XII.

Chapitre X

=====

Analyse des données géométriques

=====

I - Recherche de P

X. 1. Détermination empirique

A partir de la série des coupes de la structure rapportées au mur du réservoir on essaye de déterminer l'ensemble des traces de P (théoriquement asymptotes des coupes). Si elles sont toutes voisines d'une position moyenne, on définit P comme un plan moyen de ces droites *.

Si elles présentent un aspect très dispersé, cela peut signifier que les hypothèses tectoniques faites (qui préjugent de l'existence d'un état initial plan) sont incorrectes.

X. 2. Optimisation de P .

Si nous entrons dans les détails de ces opérations nous devrions y consacrer une place excessive. En bref, l'opération consiste à étudier l'énergie due à la déformation et à caractériser la position réelle de P comme minimisant l'énergie de la déformation du milieu V.

Disons simplement que si la détermination empirique est assez bien faite, on peut éviter de se livrer aux longues opérations d'optimisation.

X. 3.

Pour définir les premières opérations de façon analytique, on choisit un système d'axes "temporaires" liés au niveau du sol.

Après détermination de P on choisit le repère définitif qui doit servir à tout le calcul. Ce repère est obligatoirement lié à P. Ceci apparaît à l'évidence si l'on se reporte au chap. III, dans lequel nous définissions P par son équation $x_3 = 0$.

X. 4. Résultats obtenus :

Le plan P calculé est exposé sur la figure 10.4.

Une représentation spatiale des déformées du toit et du mur ferait apparaître le fait suivant : ces déformées sont des surfaces

* Par une méthode de moindres carrés par exemple.

quasi-tangentes aux plans figurés sur le diagramme 10.4. et le raccordement se fait à l'intérieur du prisme vertical représenté. Ceci justifie la qualification "zone de raccordement tangent" attribuée à la face supérieure du prisme.

Chapitre XI

Analyse des données géométriques

II. Détermination de la déformation utile

XI. 1. Particularités de la fonction $\tilde{u}$:

Le fait de se limiter aux petites déformations a une conséquence essentielle : les composantes tangentielles du déplacement ($\tilde{u}_1$ ou $\tilde{u}_2$) compatibles avec la réalité mécanique du problème ne modifient pas sensiblement la composante $\tilde{u}_3$. Il nous suffit donc d'étudier $\tilde{u}_3$ indépendamment de tout problème de glissement. Ceci sera démontré au chapitre suivant, (XII. 1. et XII. 5.).

XI. 2. Lien entre les fonctions $\tilde{u}_3$ possibles :

Notre hypothèse tectonique simple conduit au schéma suivant : toutes les déformées peuvent se déduire de la déformée actuelle par une affinité ayant le plan P pour base. La définition d'un état quelconque de déformation se réduit ainsi à la recherche d'un rapport d'affinité compris entre 0 (plan P) et 1 (déformée actuelle).

En particulier, pour l'état appelé déformée intermédiaire : (voir chap. VII. 2).

$$\tilde{u}_{3_{\text{int.}}} = k_{\text{int.}} \cdot \tilde{u}_{3_{\text{actuelle}}}$$

et pour la déformation utile (ou la déformée fictive) :

$$\tilde{u}_{3_{\text{utile}}} = \tilde{u}_{3_{\text{act.}}} (1 - k_{\text{int.}})$$

XI. 3. Recherche du paramètre $k_{\text{int.}}$

Au moyen du calcul tridimensionnel (cf. chap. III), en introduisant comme donnée une fonction :

$$\tilde{u}_3 = \tilde{u}_{3_{\text{act.}}} (1 - k)$$

pour diverses valeurs de k on cherche à retrouver la déformation actuelle du niveau de référence. On peut envisager deux

étapes dans ce travail. On commence par calculer le volume entre l'état initial plan du niveau de référence et sa déformée calculée quand on se donne $\tilde{u}_3$ comme indiqué.

On peut alors comparer le volume calculé et le même volume mesuré. On dit que $k = k_{int.}$ quand ces deux grandeurs sont voisines. Cette comparaison globale entre le calcul et l'observation peut ensuite être transformée en une vérification plus détaillée. Pour cela on porte sur le tracé des coupes du niveau de référence, les coupes construites à partir des déplacements calculés.

On peut voir ainsi l'approximation géométrique entre déformée observée et déformée calculée du niveau de référence.

XI.4. Résultats obtenus :

Le calcul du volume conduit à un paramètre :

$$k_{int.} = 0,5 = 1 - k_{int.}$$

Pour cette valeur, on constate que les formes observées et calculées du niveau de référence correspondent remarquablement bien : leur écart est presque partout inférieur à la précision admise pour le relevé des isobathes. Nous pouvons donc estimer que notre hypothèse tectonique est correcte et que le calcul élastique est valable.

XI.5 Elaboration d'un concept plus exact de $k_{int.}$

Les seuls paramètres intervenant dans le calcul des déplacements sont $k_{int.}$ et le coefficient de Poisson.

Il est incorrect de parler d'une détermination de $k_{int.}$, puisqu'une infinité de couples (ν , k) conduisent aux mêmes résultats.*

On peut donc déterminer le domaine (k, ν) permettant l'approximation satisfaisante des grandeurs mesurées dont il est question en XI. 4.

* Nous utilisons la notation "k" pour désigner le paramètre considéré comme variable. $k_{int.}$ est la valeur particulière de cette variable, qui correspond à la solution physique du problème.

Les résultats de ce fastidieux travail sont présentés sur la figure 11. 6.

La détermination, plus ou moins précise, du coefficient de Poisson permet de définir k et l'erreur acceptable de k_{int} .

Chapitre XII

=====

Analyse des données géométriques

=====

III. Problème du glissement

XII. 1. Remarques sur la structure de la fonction $\tilde{u}$.

En observant la figure 12.1 on voit que la fonction $\tilde{u}$ possède, dans le cas des petites déformations, une particularité intéressante.

En effet, l'introduction d'une composante tangentielle :

$$\tilde{u}_1 = AB_1$$

n'introduit qu'une perturbation faible de $\tilde{u}_3$;

$$\Delta \tilde{u}_3 = B'B_2$$

Une conséquence importante est la suivante : que l'on introduise ou non un déplacement tangentiel, on prendra toujours comme composante $\tilde{u}_3$ les mesures de segments normaux à P du type AB'.

XII. 2. Cas extrêmes :

Les deux cas extrêmes (sans glissement et avec glissement libre) sont représentés sur les figures 12.2 et 12.3.

XII. 2. 1.

Dans le cas sans glissement, on voit que la composante tangentielle est faible. Son influence sur les contraintes est inférieure à 1 %. On peut caractériser ce cas par la relation $\tilde{u}_1 = 0$.

XII. 2. 2.

Dans le cas du glissement libre la composante $\tilde{u}_1^*$ est relativement importante et ceci modifie sensiblement les contraintes tectoniques.

Ce cas se caractérise par la relation : $\tilde{\sigma}_{13} = 0^{**}$

Cette relation entraîne :

$$\frac{d\tilde{u}_3}{dx} = - \frac{\lambda + 2\mu}{\pi \cdot \mu} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\frac{d\tilde{u}_1}{dt}}{t-x} dt$$

* Nous raisonnons ici dans le cas bidimensionnel.

** = cisaillement au mur du réservoir.

La formule réciproque (problème de Hilbert à arcs finis) s'écrit sous certaines conditions :

$$\frac{d\tilde{u}_1}{dx} = - \frac{\mu}{\pi(\lambda + 2\mu)} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\frac{d\tilde{u}_3}{dt}}{t-x} \cdot dt$$

(d'après BUI (9)).

On peut donc déduire $\tilde{u}_1$ de l'approximation de $\tilde{u}_3$ puisque celle-ci n'est pas modifiée par l'existence de $\tilde{u}_1$. (D'après XII.1).

XII. 3. Les cas intermédiaires :

La définition la plus raisonnable de tous les intermédiaires (glissement plus ou moins empêché) se fait de la façon suivante :

on calcule $\tilde{u}_1$ dans le cas du glissement libre et on écrit :

$\tilde{u}_1$ réel = $(\tilde{u}_1 \text{ libre}) \cdot r$ avec r compris entre 0 et 1 (voir figure 12.4).

XII. 4. Adoption d'une valeur numérique :

Le facteur "r" ainsi défini a été choisi d'après diverses considérations ; un glissement libre est hautement improbable : il supposerait des ruptures marquées (failles) tout autour de la structure. Rien de tel n'a été observé. De même sur les carottes dont on dispose, nous n'avons relevé qu'une seule trace de glissement. Encore était-elle intérieure au réservoir et attribuable, selon toute vraisemblance à un réajustement local.

Par contre, l'existence d'argiles à la base du réservoir milite en faveur d'une possibilité de glissement.

Nous avons donc pensé que s'il fallait adopter un glissement, il serait bien inférieur au glissement libre et nous avons fixé le facteur "r" à 0,15 d'une façon relativement arbitraire.

Ce choix est d'ailleurs assez peu important puisque le calcul montre qu'entre les valeurs 0 et 0,2, r modifie les contraintes de quelques % seulement.

XII. 5. Vérification de l'hypothèse d'indépendance de $\tilde{u}_3$

Sur une des coupes, nous avons représenté (figure 12.5) le déplacement tangentiel dans le cas d'un glissement libre. Les données de ce calcul sont celles de la coupe $x_1 = 0$ de la structure de SIRRIA que nous étudions.

On constate que le maximum de $\tilde{u}_1$ est 40 m.

D'après le paragraphe précédent, le $\tilde{u}_1$ pratiquement admis atteint au maximum 6 ou 8 mètres. L'approximation de $\tilde{u}_3$ sera donc modifiée de moins de 1 %, comme le fait apparaître un calcul numérique simple sur la figure 12.1.

Prenons par exemple les valeurs suivantes (ordres de grandeur) :

$$\text{tg } B_2 BB' = 0,02 ;$$

$$AB_1 = 10 \text{ m} ;$$

$$AB' = 100 \text{ m} ;$$

$$\text{alors : } B'B_2 = 0,2 \text{ m} ;$$

$$\text{d'où : } \frac{\Delta \tilde{u}_3}{\tilde{u}_3} = 0,2 \%.$$

Chapitre XIII

Données non-géométriques

I. Caractéristiques mécaniques du milieu

XIII. 1. Les échantillons.

Les échantillons utilisés proviennent essentiellement des puits n° 3 et 4 (figure 1.2) et, dans chacun de ces puits, de diverses profondeurs.

Notons que les fractions de carotte que nous avons sélectionnées l'ont été sur leur "bonne qualité" apparente (une partie des carottes était en effet fragmentée et inutilisable). Il est donc vraisemblable que nous aboutissions ainsi à une surestimation des caractéristiques mécaniques moyennes du milieu (en particulier du module d'Young et de la résistance à la rupture).

XIII. 2. Appareillage de mesures.

Pour les essais de courte durée (moins de huit heures) nous avons utilisé les techniques classiques de l'extensométrie avec cependant, pour un certain nombre d'essais, un dispositif de mesure plus élaboré.

Le principe est le suivant :

Chaque jauge de contraintes de l'échantillon est montée en pont avec trois jauges extérieures : une jauge thermique qui reste au repos et deux jauges collées sur les deux faces d'une lame d'acier dont la flexion réglable permet l'équilibrage initial du pont.

Un pont supplémentaire est constitué à partir des jauges d'un dynamomètre (cylindre d'acier spécial) soigneusement étalonné.

Chaque pont est branché sur une alimentation stabilisée (FLUKE , stabilité 10^{-6} V) réglable de 0,01 à 9,99 volts.

La sortie de chaque pont est raccordée à un appareil de mesure de haute précision SOLARTRON qui scrute quasi simultanément chacun des canaux auquel il est relié, affiche

les résultats et les transmet à une imprimante. On programme SOLARTRON de façon à lui faire effectuer les séries de mesures avec une périodicité donnée (d'une fraction de seconde à plusieurs heures).

Chaque série de mesures se traduit donc par l'impression :

- a - de l'heure de la mesure
- b - de la valeur de l'alimentation stabilisée
- c - de la valeur de la tension de sortie de chacun des ponts construits sur les jauges de l'échantillon
- d - de la lecture du pont du dynamomètre.

Les avantages de cette technique sont évidents :

- grande densité des mesures
- grande précision des mesures
- possibilité d'effectuer les montées en pression de façon continue (puisque chaque série de mesure est pratiquement instantanée)
- grande liberté pour l'opérateur qui peut alors se concentrer sur le maintien des conditions physiques de l'expérience (maintien d'un confinement bien constant par exemple).

Il existe cependant des inconvénients :

- coût des appareils
- nécessité d'un montage précis et compact pour l'ensemble des ponts
- difficultés de réglage de l'ensemble et complication de la mise en marche
- temps de stabilisation non négligeable (plus d'une heure) de l'ensemble.

Pour les essais de longue durée nous avons utilisé des comparateurs.

XIII.3. Caractéristiques générales du matériau

XIII.3. 1. Densité, porosité.

Profondeur	Etat initial	sec	saturé d'eau
7215'	2,621	2,647	2,619
7235'	2,531	2,594	2,575
7238'	2,460	2,548	2,542

Densité de grain
2,758
2,765
2,763

D'où la porosité :

Profondeur	Porosité (%)
7215'	8
7235'	10.7
7238'	12.5

Les perméabilités relevées vont de 1 à 20 md.

XIII.3.2. Vitesse du son

Profondeur	Vitesse longitudinale (m/s)
7215'	2380
7235'	3000
7238'	3360

Ces vitesses sont assez faibles.

XIII. 4. Remarques sur la dispersion des mesures.

Dans la plupart des essais où nous avons pu travailler successivement avec divers échantillons d'un même puits et avec des échantillons de puits différents, nous constatons :

- que les courbes expérimentales obtenues sur chaque puits par moyenne des échantillons de ce puits sont très comparables d'un puits à un autre,

- que la dispersion puits à puits est comparable à celle des divers échantillons à l'intérieur d'un même puits.

Nous en concluons que notre hypothèse d'homogénéité du matériau du réservoir n'est pas infirmée par l'expérience.

XIII. 5. Comportement du matériau en compression simple de courte durée.

Les figures 13.5.1 et 13.5.2 représentent les résultats d'une telle expérience (échantillons ϕ 24, L 48), on observe :

a - sur les déformations : le retour aux conditions de fond par serrage des fissures de décompression.

b - une rupture avant la limite élastique longitudinale.

Le module d'Young moyen de la roche considérée est égal à 145 000 bar, son coefficient de Poisson s'établit à environ 0,25.

XIII. 6. Compressibilité et traction.

XIII. 6. 1.

La figure 13.6 montre un essai-type de montée uniforme en pression jusqu'à 1000 bar puis de retour à l'état initial.

Sur ces courbes, on voit apparaître nettement l'influence des fissures de décompression jointe à la microfissuration naturelle éventuelle.

On peut, au vu de ces résultats, chiffrer la porosité de fissure à 0,36 %.

XIII. 6. 2.

Les essais brésiliens * effectués sur une dizaine d'échantillons conduisent à une résistance moyenne à la traction de 30 bar environ.

XIII. 7. Les essais triaxiaux de courte durée.

De tels essais nous servent à déterminer :

- a - l'évolution des paramètres mécaniques sous divers régimes de contraintes,
- b - les limites élastiques longitudinales et transversales en fonction du confinement,
- c - la courbe intrinsèque du matériau (critère de rupture instantanée).

On porte les résultats de (b) et (c) dans le plan déviateur-contrainte moyenne. On obtient ainsi la figure 13.7.

On admet généralement que la courbe constituée par la plus petite des deux limites élastiques (longitudinale et transversale) constitue le critère de rupture à long terme (HEARD (17), MORLIER (22)). On montre en effet que, dans le domaine plastique ou pseudoplastique (cf. chapitre XVI), quand on tend vers des déformations infiniment lentes, l'é-crouissage a tendance à disparaître. La limite élastique est donc bien la résistance à long terme.

* L'essai "brésilien" consiste à presser un échantillon cylindrique le long de deux génératrices diamétralement opposées.

XIII.8 Essais de chargement à vitesse variable.

A divers confinements (1 bar, 50 bar, 100 bar, 250 bar, 500 bar) on effectue une gamme de chargements étagés de 10 mn à huit heures.

On constate, en reportant les résultats dans le plan déformation-déviateur, que la pente initiale et la valeur des limites élastiques (longitudinales et transversales) ne sont pas affectées.

Après franchissement de la limite élastique on constate que les courbes de chargement lent s'écartent nettement des courbes de chargement rapide.

Nous donnons comme exemple de ce type d'essais la figure 13.8.1 et 13.8.2.

XIII.9. Essais de fluage en torsion.

Des essais de fluage portant sur des éprouvettes en forme de cylindres creux devaient être conduits en torsion.

Ces essais n'ont pu être poursuivis à cause du phénomène suivant : une certaine charge donne pendant une semaine des déformations impossibles à détecter, une charge à peine supérieure conduit à la rupture brutale de l'échantillon.*

XIII.10. Essais de fluage en compression simple.

Quatre essais de fluage long en compression simple ont été entrepris.

Trois seulement ont pu se poursuivre pendant 399 jours le quatrième ayant conduit à rupture au bout de trois jours.

On trouvera à la figure 13.10 les courbes traduisant les résultats obtenus.

XIII.11. Modèle rhéologique résultant.

Pour représenter le matériau que nous étudions, dans le domaine de contraintes où il a vraisemblablement évolué, nous adoptons le modèle de la figure 13.11.

* Ceci peut être interprété comme résultat de la présence des hétérogénéités d'échelle centimétrique dont la "compensation statistique" est pratiquement assurée lorsqu'on considère l'ensemble du massif.

Un tel modèle est gouverné par l'équation (dans le cas d'une charge constante) :

$$e(t) = \frac{\sigma_n}{K_0} + \frac{\sigma_n}{K_1} [1 - \exp(-t/T)] + \frac{\sigma_n \cdot t}{\eta_0}$$

$$\text{avec } T = \frac{\eta_1}{K_1}$$

Utilisant les expériences de fluage (fig. 13.10), on trouve :

$$K_1 = 18\,000 \text{ bar}$$

$$\eta_1 = 125 \cdot 10^{10} \text{ poise}$$

(d'où $T = 1 \text{ j}$).

Précisons qu'il ne s'agit là que d'ordres de grandeur très grossiers. Une évaluation plus précise pourrait se faire en traitant les résultats expérimentaux de la façon suggérée par HARDY (28).

On s'aperçoit que le comportement à long terme est gouverné par :

$$e(t) = \frac{\sigma_n t}{\eta_0}$$

d'où le "module fictif" à long terme :

$$E_f = \frac{\eta_0}{t}$$

Or nous voyons que η_0 est très difficile à apprécier sur un temps de l'ordre de 400 jours. Les estimations peuvent varier de 10^{16} à 10^{21} , suivant le tracé de la courbe expérimentale.

On a ainsi le "choix" entre divers E_f pour la période qui nous intéresse : 10^7 ans (cf. VII.2).

E_f (bar)	η_o (poise)
-	10^{16}
0.03	10^{17}
0.3	10^{18}
3	10^{19}
30	10^{20}
$3 \cdot 10^2$	10^{21}
$3 \cdot 10^3$	

cise η_o Nous voyons donc que l'impossibilité d'évaluer de façon pré- nous conduit à la méconnaissance de E_f .

Nous sommes donc conduits à travailler avec un module arbitraire. Le chapitre XVI présente les conclusions possibles malgré cette indétermination.

Chapitre XIV

Données non géométriques

II. Tenseur de contraintes induit par le poids propre

XIV.1. Le poids propre du massif induit en tout point un tenseur de contraintes.

En l'absence de toute déformation horizontale, pour une bande infinie, parfaitement élastique homogène et isotrope, ce tenseur s'exprime sous la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} Q & 0 & 0 \\ 0 & Q & 0 \\ 0 & 0 & P \end{bmatrix}$$

avec $P = - \rho gh$ (pression de la colonne solide sur la surface de base)

$$\text{et } Q = \frac{\nu}{1 - \nu} P.$$

XIV.2. Les contraintes naturelles dans un massif réel, même non déformé, sont dues à des mécanismes tout à fait différents de l'effet du poids propre examiné ci-dessus, et notamment à l'histoire du dépôt. (cf. chap. II).

Si le milieu est isotrope, on peut écrire les contraintes sous la forme précédente avec :

$$Q = mP$$

Mais, m est un paramètre ne dépendant pas du coefficient de Poisson.

Les mesures réalisées (13) montrent que " m " dépend de la nature du matériau, de son enfouissement, de l'âge du dépôt, de l'histoire de la roche et de nombreux autres facteurs de moindre importance.

XIV. 3. Estimation de Q réel (mesure in-situ) :

Les résultats de la fracturation hydraulique, in-situ, conduisant à un coefficient "m" de l'ordre de 0,75. Mais de l'avis des spécialistes, l'expérience n'a pas eu lieu dans les meilleures conditions, et cette valeur est peut-être sous estimée. Si l'on compare à des mesures analogues effectuées en d'autres lieux, (13), il semble préférable d'adopter une valeur de "m" de l'ordre de 0,8 ou 0,9 pour des terrains non-déformés, sous l'enfouissement considéré.

Chapitre XV

=====

Données non géométriques

=====

III. Le tenseur de contraintes induit par le fluide interstitiel.

XV.1. Définition

La présence d'un fluide interstitiel crée une pression de pore due à la colonne de liquide située au-dessus du point considéré. Le tenseur de contraintes induit par le fluide interstitiel est sphérique puisqu'il exprime l'action d'une pression uniforme. D'après la théorie classique de TERZAGHI (14) ce tenseur doit être retranché du tenseur des contraintes existant par ailleurs, suivant la formule :

$$\sigma_{ij \text{ effective}} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \times u$$

où u représente la pression de pore.

Par ailleurs les mesures in situ sur le gisement de SIRRI montrent que les pressions de fluides sont normales : elles correspondent en effet très précisément à la pression de la colonne de fluide au-dessus des points de mesure.

La densité moyenne du fluide interstitiel étant égale à 1.07, le tenseur s'écrit, en posant $P' = 98,1 \times 1.07 \times h$,

$$\begin{bmatrix} P' & 0 & 0 \\ 0 & P' & 0 \\ 0 & 0 & P' \end{bmatrix}$$

Le tenseur étant sphérique, son expression est indépendante du repère choisi.

XV.2. Estimation minimale de "m" :

Les contraintes initiales et celles de la pression des pores s'ajoutent. Le tenseur résultant est de la forme* :

$$\begin{bmatrix} Q + P' & 0 & 0 \\ 0 & Q + P' & 0 \\ 0 & 0 & P + P' \end{bmatrix}$$

Q et P : négatifs
(compr)

P' : positif
(traction)

* Exprimé dans un système cartésien orthogonal d'axes verticaux et horizontaux.

La résistance à la traction d'un massif rocheux pouvant être considérée comme nulle, on doit avoir :

$$Q + P' \quad \text{et} \quad P + P' < 0 \quad (\text{compression})$$

sinon, indépendamment des efforts tectoniques, le milieu serait partout fissuré, ce qui n'aurait pu échapper à l'observation.

Or, $Q = mP$ P et P' sont connus avec une bonne précision, d'où la valeur minimale de m :

$$m > 0,45$$

TROISIEME PARTIE

=====

TRAITEMENT DES RESULTATS EN CONTRAINTES

=====

Chapitre XVI

=====

Risque relatif de Rupture

=====

XVI.1 Critère de rupture à long terme.

Il semble raisonnable de retenir comme critère à long terme la courbe des limites élastiques (figure 13.7). Sur ce critère, il convient cependant de formuler plusieurs remarques.

XVI.1.1. Pour des confinements inférieurs à 600 bar, la limite élastique transversale est nettement inférieure à la limite élastique longitudinale. Les déformations, dès que l'on a passé la limite élastique transversale s'accompagnent d'un gonflement latéral dû à l'ouverture de fissures longitudinales. Cet état caractérise la rupture fragile.

XVI.1.2. Au-delà de 600 bar de confinement, les deux limites élastiques sont confondues. On a alors un comportement qualifié de "pseudo-plastique".

Il existe plusieurs façons de définir la pseudo-plasticité :

a - expérimentalement, on peut calculer la variation relative de volume plastique :

$$\left[\frac{\Delta V}{V} \right]_P = \left[\frac{\Delta V}{V} \right]_{\text{Totale}} - \left[\frac{\Delta V}{V} \right]_{\text{Elastique}}$$

le dernier terme étant obtenu en "prolongeant" les $\Delta V/V$ obtenus quand on n'a pas franchi la frontière élastique, caractéristique du corps.

On observe trois types de courbes $(\Delta V/V)_P$ en fonction de σ_1 (contrainte moyenne).

Ces courbes sont représentées sur la figure 16.1.

Les états correspondant aux trois courbes sont dits respectivement plastique, élastique, pseudoplastique.

b - Dans le cas d'un calcaire d'Hauteville, MORLIER (16) montre que la pseudo-plasticité est observée lorsque la déformation se fait par glissements intracristallins (mâcles) caractéristiques, eux, de la plasticité.

XVI. 1. 3. En fin de compte, seule la zone située dans les confinements inférieurs à 600 bar peut présenter des risques intéressants de rupture.

XVI. 2. Introduction d'une notion fondamentale : LE RISQUE RELATIF DE RUPTURE :

A la lumière de ce qui précède, nous voyons subsister une inconnue irréductible : le module d'Young E susceptible de caractériser une déformation élastique très lente.

Dans ces conditions, toute conclusion absolue quant aux possibilités de rupture du massif est exclue.

Nous allons donc nous limiter à l'établissement entre les diverses zones de la structure d'un risque RELATIF de rupture.

Pour cela, nous avons mis au point deux méthodes.

XVI. 2. 1. Méthode à "E variable". (se reporter à la figure 16.2.a).

a - En un point matériel A du massif on effectue le calcul des contraintes tectoniques avec un module arbitraire, $E_0 = 1$ par exemple. Aux contraintes tectoniques ainsi calculées, on ajoute naturellement les deux autres composantes des contraintes totales (pression géostatique et pression de fluide). Notons que ces deux derniers termes resteront constants durant toute l'opération.

b - Nous obtenons ainsi un état de contraintes totales au point A qui est fonction de la seule variable E .

Cet état de contrainte peut être représenté dans le plan déviateur-contrainte moyenne où nous avons tracé le critère de rupture.

Soit P_0 ce point représentatif des contraintes en A . E_0 étant faible, P_0 est au-dessous du critère.

c - Nous recommençons le calcul des contraintes totales avec un nouveau module :

$$E_1 = E_0 + \Delta E.$$

Le nouveau point représentatif des contraintes en A est P_1 .

d - Nous continuons les opérations jusqu'à ce que le point représentatif des contraintes en A franchisse le critère. Nous avons donc :

$$E_{n-1} = E_0 + (n-1) \cdot \Delta E \quad : \quad P_{n-1} \text{ au-dessous du critère.}$$

$$E_n = E_0 + n \cdot \Delta E \quad : \quad P_n \text{ au-dessus du critère.}$$

Si ΔE est assez faible, on définira :

$$E_R = E_{n-1} \quad (\text{ou } E_n).$$

le module critique pour lequel l'état de contrainte en A dépasse l'état limite (critère de rupture) sous la DEFORMATION DONNÉE.

e - Nous avons donc obtenu $E_R (A)$.

Effectuons un calcul similaire en un point B du massif. Nous arrivons pour ce point à une valeur numérique $E_R (B)$ après une suite d'itérations représentées par les points $Q_0, \dots, Q_m$ sur la figure 16.2.a.

f - Nous dirons que :

LE RISQUE DE RUPTURE EN A EST PLUS GRAND QU'EN B si
 $E_R (A) < E_R (B)$.

En effet, supposons que le module réel (inconnu) soit E tel que : $E_R (A) < E < E_R (B)$.

Si le point A (ou plutôt son point représentatif P) a franchi le critère pour la valeur $E_R (A)$, il l'aura a fortiori franchi pour la valeur E.

Il y a donc rupture en A.

Si le point B (son point représentatif Q) a franchi le critère pour la valeur $E_R (B)$ il ne peut l'avoir déjà franchi pour la valeur E.

Il n'y a donc pas rupture en B.

Cet exemple simple illustre donc bien le sens physique de la variable E_R et la notion de risque relatif.

g - Nous effectuons donc le calcul de E_R sur un grand nombre de points du réservoir. Nous traçons alors une carte iso- E_R qui, d'après (f) est bien une carte ISO-RISQUE de fracturation.

h - Il est fondamental de bien voir l'aspect complémentaire de cette opération.

Augmenter le module E en laissant constante la déformation équivaut strictement à faire varier la déformation (par un facteur de proportionnalité constant sur toute la structure) en laissant E constant.

Le sens de E_R est alors bien clair.

Pour deux points A et B , on peut toujours écrire, E étant le module réel inconnu :

$$E_R(A) = k_A E$$

$$E_R(B) = k_B E$$

Cela signifie que la rupture en A se produira lorsqu'une fraction $100 k_A\%$ de la déformation totale se sera produite.

De même pour B .

Dans l'absolu : $k_A < 1$ signifie qu'on observera une rupture en A et $k_B > 1$ signifie qu'on n'observera pas de rupture en B .

Le paramètre E_R traduit donc également la notion de chronologie de la rupture.

i - Remarquons qu'en pratique, les contraintes tectoniques étant proportionnelles à E , on n'a à calculer qu'une fois les intégrales, pour $E_0 = 1$ par exemple et qu'on a ensuite :

$$\sigma_{ij}(E) = E \cdot \sigma_{ij}(E_0)$$

Remarquons également qu'on diminue le nombre d'itérations en opérant à ΔE variable : grand au début, faible à la fin.

XVI. 2. 2. Méthode "DES ZONES" (figure 16.2.b).

a - Sur tous les points de la structure, on opère le calcul avec une valeur fixe E "vraisemblable". (Ce terme sera précisé à l'alinéa (f)).

b - L'élément variable est ici le critère que l'on déplace par une succession d'affinités d'axe σ_m (affinités orthogonales à cet axe).

c - On détermine ainsi une succession de zones dans le plan du critère, que l'on numérote de bas en haut.

d - La position des points représentatifs des contraintes est alors caractérisée par le rang de la zone où ils se trouvent. Par exemple, sur le schéma 16.2.b, le risque en A (zone 2) est plus faible que le risque en B (zone 5).

e - Cette opération consiste en somme à définir une "distance" entre les points représentatifs des contraintes et le critère de rupture et à affirmer que plus cette distance est grande, plus faible est le risque de rupture (dans la zone au-dessous du critère).

f - En fait, le caractère empirique de cette méthode est évident et nous ne la citons que pour mémoire.

Nous avons d'ailleurs montré, sur un exemple traité récemment, que faute d'avoir une idée du module "vraisemblable" évoqué à l'alinéa (a), les méthodes XVI.2.1 et XVI.2.2 donnent des résultats très divergents. Par contre, pour une valeur précise de E, les cartes iso-risque deviennent brusquement comparables.

Nous n'avons pas encore pu déterminer si cette valeur particulière pouvait être créditée d'un sens physique particulier, mais en tout état de cause, il semble qu'il y ait là une direction de recherches des plus importantes.

XVI.3. Résultats obtenus :

La carte 16.3 représente le classement isorisque de la structure de SIRRIA, obtenu par la méthode XVI.2.2.

Nous constatons que, si un lien très net existe entre cette carte et la forme topographique la localisation exacte du risque maximal est loin d'être intuitive.

Nous voyons figurer sur cette carte un second critère de choix qui est, lui, d'origine économique : le plan d'eau. En effet, tout point situé sous le plan d'eau ou dans son voisinage perd tout intérêt pratique soit par recimentation des fractures (au-dessous), soit par risque de pompage de l'eau (au voisinage).

Les forages réalisés sur la structure de SIRRIA n'infirmement nullement, ni ne confirment de façon claire notre résultat.

Signalons aussi, ce qui n'apparaît pas sur la carte assez fruste donnée ici, que le programme nous précise en chaque point la nature de la rupture (traction, compression), ainsi que l'entrée éventuelle dans le domaine pseudo-plastique.

Grâce aux directions principales calculées en même temps que les contraintes, il est possible de donner, en chaque point où le risque de rupture est appréciable, une idée précise de la forme de la fracturation éventuellement produite.

XVI.4. Pour une vérification expérimentale :

Nous avons trouvé dans la littérature un article de HARRIS, TAYLOR et WALPER (15), repris par HOWARD (15 b) semblant confirmer nos recherches.

Il s'agit de l'observation sur le terrain d'un dôme (GOOSE EGG, Wyoming, U.S.A.) de forme assez semblable à celle de l'exemple que nous avons traité et qui se trouvait lors de sa formation dans des conditions d'enfouissement similaires.

Cette structure a la particularité d'avoir été amenée au jour par une longue phase d'érosion, de telle sorte qu'il est à présent possible d'en recenser directement les fractures.

Nous reproduisons ici (figure 16.4) la représentation des fractures en densité, d'après le texte original de HARRIS et al.

Nous constatons que cette répartition coïncide bien avec celle que nous calculerions sur le même exemple.

Nous notons cependant, que des fissures de décompression ont pu se produire pendant la mise à jour de la structure, rendant ainsi la comparaison délicate entre le calcul et l'observation.

Remarque : Dans l'état actuel de nos travaux, la notion de probabilité de fracturation n'apparaît pas et ne doit pas être confondue avec la notion de risque relatif.

Chapitre XVII

Conclusions

XVII. 1. Choix de la méthode :

La première méthode exposée (chap. III) dans la restriction bidimensionnelle (problème plan) nous a semblé être de loin la plus pratique tant sur le plan du coût et de la souplesse d'emploi, que sur celui des restrictions théoriques.

Rappelons les conditions impératives de l'utilisation de cette méthode :

a - déformations faibles (les flancs de la structure ne devront pas être inclinés de plus de 5° sur le plan P) ;

b - enfouissement suffisant : il importe d'avoir par exemple une couverture minimale de 2000 m si la déformation sur une coupe de la structure s'étend sur dix kilomètres. Dans ce cas, les contraintes calculées auront un sens physique jusqu'à 200 m de la limite inférieure du milieu considéré ;

c - histoire tectonique bien connue, sur une zone où les efforts auront été surtout verticaux ;

d - zone peu tourmentée avant la phase tectonique considérée (afin que les contraintes initiales aient une chance d'être bien représentées par ce que nous nommons le tenseur résultant du poids des terres) ;

e - milieu relativement homogène et isotrope (pas de corps intrusifs ou de grands accidents tels que les failles, etc...).

XVII. 2. Réalisme des résultats :

Pour l'instant, nous pouvons simplement constater que rien dans la réalité connue n'infirme les résultats que nous obtenons.

Nous pouvons même faire état d'un certain optimisme à la suite du traitement d'un second problème : en présence d'un dôme "cassé" sur lequel il est relativement simple de rétablir les formes avant l'effondrement de la partie sommitale, nous avons retrouvé les grandes fractures (telles que nous les donne la sismique) avec une bonne précision.

De plus, la comparaison avec les travaux cités en XVI.4. nous apporte un autre indice favorable.

Il n'en reste pas moins certain que d'autres essais sont souhaitables : nous pensons par exemple à l'établissement d'une corrélation entre le rendement des puits d'une structure largement exploitée et le classement iso-risque tel que nous le pratiquons.

XVII. 3. Intérêt de la méthode :

Cette question déjà évoquée au premier chapitre peut être reprise au terme de cette étude.

Si l'on tient compte du coût élevé de l'implantation d'un forage profond, on voit qu'il est tout à fait intéressant d'adjoindre une étude du type que nous proposons à l'arsenal des critères classiques pour le choix d'un site. Le coût d'un tel travail est en effet pratiquement négligeable par rapport au prix de revient d'un seul forage.

Une autre application pourra se révéler intéressante.

Il semble en effet, en se reportant à ce que nous disions des calculs relatifs au niveau intermédiaire de référence, que l'on puisse prendre le problème à l'envers et reconstituer les grandes étapes de l'évolution d'une structure en observant les liens qui existent entre la déformation du niveau de base et les déformations d'un ou plusieurs niveaux intermédiaires.*

Il est également vraisemblable que l'étude des contraintes en un point donné, jointe à la connaissance du comportement mécanique d'une roche en ce point, puisse permettre l'interprétation de caractères microstructuraux. On pourra par exemple savoir si un certain type de fracturation locale ou de microplissement peut être considéré comme résultant ou non de telle ou telle phase tectonique. De façon très schématique, il s'agirait de savoir quelles causes connues ou à chercher peuvent avoir contribué (et dans quelle mesure) à produire tel effet observé.

Ce type de travail devrait être entrepris incessamment, mais nous pouvons déjà signaler que nos calculs antérieurs rendent bien compte de certaines particularités (fractures de traction ouvertes verticales recoupant une stylolithisation horizontale) observées sur les carottes des terrains que nous avons étudiés.

* Ce travail a été effectué récemment et les conclusions auxquelles nous parvenons semblent rejoindre celles des géologues.

A N N E X E A
=====

Détails sur la méthode étudiée au chap. III
=====

A. 1. Cas tridimensionnel :

Les notations utilisées ici sont précisées au chapitre III. Dans le cas tridimensionnel, on garde le calcul dans des limites de taille raisonnables en réduisant les déplacements à leur composante verticale $\tilde{u}_3$. Ce choix est d'ailleurs justifié par les considérations du chapitre XII.

Dans ces conditions, contraintes et déformations se présentent sous forme de combinaisons linéaires d'intégrales de forme générale :

$$y(i,j,k) = \iint_P \frac{(t-x_1)^i (t-x_2)^j \tilde{u}_3(t_1, t_2) dt_1 dt_2}{\rho^k}$$

$$i = 0, 1 \text{ ou } 2$$

$$j = 0, 1 \text{ ou } 2$$

$$k = 3, 5 \text{ ou } 7$$

Un calcul numérique brutal de type méthode des trapèzes (on considère t_1 , t_2 et $\tilde{u}_3$ aux sommets d'une maille quadrangulaire) donne des résultats aberrants.

Il est donc nécessaire de se fixer sur chaque maille une expression analytique de $\tilde{u}_3$, linéaire en t_1 et t_2 par exemple, et d'opérer par maille le calcul littéral des $y(i,j,k)$. Ces calculs excessivement longs et pénibles ne sont pas explicités ici. Les résultats numériques obtenus sont corrects.

A. 2. Cas bidimensionnel :

La restriction du cas général au cas plan s'effectue par intégration par parties.

Les formules obtenues étant plus maniables (intégrales simples) on peut alors conserver la composante tangentielle $\tilde{u}_1$ ou $\tilde{u}_2$ du déplacement.

Contraintes et déformations s'écrivent alors comme combinaisons linéaires de deux types d'intégrales :

$$y(i,j) = \int_P \frac{(t-x_1)^i \tilde{u}_3(t) dt}{\rho^j}; \quad z(i,j) = \int_P \frac{(t-x_1)^i \tilde{u}_1(t) dt}{\rho^j}$$

pour $y(i, j)$: $i = 0, 1$ ou 2
 $j = 2, 4$ ou 6

pour $z(i, j)$: $i = 0, 1, 2$ ou 3
 $j = 2, 4$ ou 6

Comme précédemment, l'utilisation de méthodes de type "trapèzes" donne de mauvais résultats. On doit donc diviser le domaine d'intégration en segments de droite. Sur chaque segment, on se donne une forme littérale de $\tilde{u}_1$ et $\tilde{u}_3$ (linéaire ou du second degré) et on opère alors l'intégration littérale sur chaque maille.

A N N E X E B

=====

Méthode des éléments finis .

=====

B. 1. La forme quadratique :

Dans le cas d'une minimisation on a :

$$Q = \frac{1}{2} \int_V [\lambda (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22})^2 + 2\mu (\varepsilon_{11}^2 + \varepsilon_{22}^2 + 2\varepsilon_{12}^2)] dA \\ + \rho g \int_V v \cdot dA + \int_S F \cdot u \cdot ds$$

S : frontière où sont imposées les forces.

Par discrétisation on peut écrire :

$$Q = \frac{1}{2} t_{UAU} - BU$$

A : matrice de rigidité

U : Vecteur déplacement : u_i et v_i étant les composantes du déplacement relatif au $i^{\text{ème}}$ point, on à :

$$t_U \text{ (transposé de U) } = (u_1, \dots, u_n, v_1, \dots, v_n)$$

B : vecteur résumant les forces de masse et les conditions aux limites.

Or :

$$\text{Grad } Q = A \cdot U - B$$

d'où :

$$2Q = U \text{ grad } Q - B \cdot U$$

et la forme duale :

$$2Q^D = - U \cdot A \cdot U = - U \cdot \text{grad} Q - B \cdot U$$

Pour $U = 0$, on a :

$$B = - \text{grad} Q.$$

B. 2. Principe du calcul

Soit U_0 vecteur déplacement à l'état initial (toutes composantes nulles, sauf pour les points à déplacement imposé non nul).

Calculant $\text{grad } Q_0$, on a B.

P_1 et P_2 étant deux nombres quelconques, on définit :

$$U_1 = U_0 - P_1 \text{ grad } Q_0$$

$$U_2 = U_0 - P_2 \text{ grad } Q_0$$

On calcule alors $\text{grad } Q_1$ relatif à U_1 et $\text{grad } Q_2$ relatif à U_2 .

On en déduit :

$$2Q_1 = U_1 \text{ grad } Q_1 - B U_1$$

$$2Q_2 = U_2 \text{ grad } Q_2 - B U_2$$

On en déduit un optimal :

$$P_{\text{opt}} = \frac{P_2^2(2Q_1 - 2Q_0) - P_1^2(2Q_2 - 2Q_0)}{2[P_2(2Q_1 - 2Q_0) - P_1(2Q_2 - 2Q_0)]}$$

si $Q_1 \neq Q_2$

$$\text{ou } P_{\text{opt}} = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) \quad \text{si } Q_1 = Q_2$$

D'où une nouvelle distribution :

$$U'_0 = U_0 - P_{\text{opt}} \text{ grad } Q_0$$

A partir de U'_0 on recommence la même série d'opérations.

On s'arrête quand : $|2Q - 2Q^D| \leq \varepsilon$

ε étant un nombre petit fixé à l'avance.

B. 3. Gradient conjugué

La méthode du gradient conjugué donne une convergence beaucoup plus rapide.

L'itération se définit par :

$$U^{(K)} = U^{(K-1)} - \rho \cdot C_{\text{grad}}^{(K-1)}$$

où

$$C_{\text{grad}}^{(K-1)} = \text{grad}^{(K-1)} + \frac{\text{grad}^{(K-1)} \cdot \text{grad}^{(K-1)}}{\text{grad}^{(K-1)} \cdot \text{grad}^{(K-1)}} C_{\text{grad}}^{(K-2)}$$

avec :

$$C_{\text{grad}}^{(0)} = \text{grad}^{(0)}.$$

A N N E X E C

=====

Solution exacte du problème de la bande élastique

=====

C. 1. Rappel :

La forme générale de la solution est :

$$F' (a, y) = A (a) \exp (ay) + B (a) \exp (- ay) + C(a)y \exp (ay) + D (a) y \exp (- ay).$$

La figure V précise les conditions aux limites du problème.

Les transformations de Fourier supposent implicitement que les contraintes et les déplacements ne doivent pas croître plus vite qu'une exponentielle.

C. 2. Conditions à la face supérieure de la bande :

$$\sigma_{xy} = 0 \quad , \quad \text{s'écrit aussi : } \frac{dF'}{dy} (a, h) = 0 ;$$

$$\sigma_{yy} = 0 \quad , \quad \text{s'écrit aussi : } F' (a, h) = 0 .$$

C. 3. Conditions à la face inférieure de la bande :

On écrit la définition de u' et v' :

$$\begin{aligned} (1-NU^2) \frac{d^2}{dy^2} F' (a,0) - (NU^2 + NU) (-ia)^2 F' (a,0) &= \\ &= -iaEu' (a,0) \\ (1-NU^2) \frac{d^3}{dy^3} F' (a,0) + a^2 (NU^2 - NU - 2) \frac{d}{dy} F' (a,0) &= Ea^2 v' (a,0) \end{aligned}$$

NU étant ici le coefficient de Poisson.

C. 4. Le système d'équations :

- (1) : $A \exp (ah) + B \exp (- ah) + Ch \exp (ah) + Dh \exp (-ah) = 0$
- (2) : $aA \exp (ah) - aB \exp (- ah) + C(1+ah) \exp (ah) + D(1-ah) \exp (-ah) = 0$
- (3) : $(1 + NU) aA + (1 + NU) aB + 2 (1-NU^2)C - 2(1-NU^2)D = -iEu' (a,0)$
- (4) : $-(1 + NU) aA + (1 + NU) aB + (1-NU-2NU^2)C + (1-NU-2NU^2)D = Ev' (a,0)$

Ce système se transforme en :

$$(1) : id.$$

$$(2) : id.$$

$$(3') : aA + aB + (1-2NU)C + (1-NU)D = \frac{-iEu' (a,0)}{1+NU}$$

$$(4') : -aA + aB + (1-2NU)C + (1-2NU)D = \frac{Ev' (a,0)}{1 + NU}$$

C. 5. Résolution du système :

Posons les notations suivantes :

$$K1 = 3 - 4 NU$$

$$K2 = 2.v' . (1-NU)$$

$$K3 = iu' (1 - 2NU)$$

$$K4 = v' + iu'$$

$$K5 = v' - iu'$$

alors les déterminants s'écrivent :

$$D = -a \left[K1 (\exp(-2ah) + \exp(-2ah) + 4a^2 h^2 + K1^2 + 1) \right]$$

$$DA = \frac{E}{1+NU} \left[\exp(-2ah) (K2 + K3) + 2a^2 h^2 K4 + (1 + 2 ah) (K2 - K3) \right]$$

$$DB = \frac{E}{1+NU} \left[-\exp(2ah) (K2 - K3) - 2a^2 h^2 K5 - (1 - 2 ah) (K2 - K3) \right]$$

$$DC = \frac{aE}{1+NU} \left[-\exp(-2ah) \times K5 - 2ahK4 - K1.K5 \right]$$

$$DD = \frac{aE}{1 + NU} \left[-\exp(2ah)K4 + 2ahK5 - K1.K4 \right]$$

d'où finalement :

$$A(a) = \frac{D A}{D}$$

$$C(a) = \frac{D C}{D}$$

$$B(a) = \frac{D B}{D}$$

$$D(a) = \frac{D D}{D}$$

C. 6. Calcul de SANFORD (18)

SANFORD a résolu le problème de la bande élastique dans le cas des déplacements à la frontière, définis analytiquement et se donnant un déplacement de la forme :

$$v = - B \cos \alpha x$$

$$\text{avec } 0 \leq p < 1$$

$$u = B.P. \sin \alpha x$$

On traite le cas d'une déformée quelconque par une décomposition en série de Fourier.

Un tel procédé conduit à des temps de calcul plus longs que le procédé étudié ci-dessus, bien que la base théorique soit exactement la même.

A N N E X E D
=====

Vérification de l'exactitude numérique
=====

des solutions proposées
=====

D. 1. But des vérifications

Nous disposons de plusieurs méthodes de calcul. Nous devons vérifier :

- a - que les formules d'application (intégrations, etc...) sont correctes ;
- b - que la construction du programme est correcte ;
- c - que les hypothèses permettant d'appliquer la méthode sont réalisées.

D. 2. Contrôle de la méthode 1

Les rubriques (a) et (b) du paragraphe précédent se vérifient bien, et ceci des trois façons suivantes (principalement).

D. 2. 1.

Les contraintes calculées dans le milieu et celles calculées sur le plan P résultent de formules très différentes. En calculant les contraintes sur plusieurs points d'une même droite (verticale par exemple), on constate que les contraintes calculées à des distances décroissantes de P convergent avec une précision satisfaisante vers la contrainte calculée sur P (sauf peut-être la contrainte en tridimensionnel dont les pôles posent un problème quand le point de calcul se trouve à un sommet de maille).

On peut écrire :

$$\lim_{M \rightarrow T} [\sigma_{ij}(M)] = \tilde{\sigma}_{ij}(T)$$

D. 2. 2.

De plus, nous disposons d'un excellent moyen de contrôle de $\tilde{\sigma}$: le calcul des contraintes autour d'une déformée semi-circulaire.

Nous avons retrouvé avec une très bonne précision les résultats connus.

Ceci tend à indiquer qu'au moins dans le programme bi-dimensionnel, les contraintes $\tilde{\sigma}$ calculées sont correctes. Par extension, les contraintes σ (dans le milieu) nous paraissent dignes de confiance.

D. 2. 3.

On peut alors vérifier le calcul tridimensionnel par la comparaison avec les résultats plans.

D'autre part, le calcul dans l'espace peut-être testé intrinsèquement d'après la convergence des déplacements calculés vers les déplacements donnés à la frontière P.

Là encore, nous pensons que les résultats calculés sont raisonnables.

D. 3. Comparaison des diverses méthodes

Les résultats de la méthode n° 1, étant établis sur des bases sérieuses, peuvent servir de comparaison pour la mise au point des autres méthodes et leur étude numérique.

A leur tour, ces méthodes peuvent permettre de juger la méthode n° 1, puisqu'elles font intervenir des hypothèses plus larges et dans le cas des éléments finis, plus exactes.

BIBLIOGRAPHIE

=====

- 1 - M. A. BIOT Theory of folding of stratified visco-
elastic media and its implications in
tectonics and orogenesis.
Geol. Soc. Am. Bull. v. 72, p. 1595-1620
(nov. 61).

- 2 - M. A. BIOT,
H. ODE,
W.L. ROEVER Experimental verification of the theory
of folding of stratified viscoelastic
media.
Geol. Soc. Am. Bull. v. 72, p. 1621-1632.
(nov. 61).

- 3 - M. A. BIOT Rhéological stability with couple stresses
and its application to geological folding.
Proc. Roy. Soc. London, série A-298.
p. 402-423, (1966).

- 4 - M. A. BIOT Mechanics of incremental deformations.
Ed. John Wiley and Sons, N.Y. (1965).

- 5 - H. RAMBERG Fluid dynamics of viscous buckling appli-
cable to folding of layered rocks.
Bull. of the Am. Ass. of Pet. Geol. v. 47,
n° 3, p. 484-505, (march 1963).

- 6 - A.M. JOHNSON Development of folds within Carmel forma-
tion, Arches National Monument, Utah.
Tectonophysics, v. 8, N° 1, p. 31-77,
(march 1969).

- 7 - G. HENRY Essai d'application des lois de la viscosité
à la tectonique du flysch aquitain.
Bull. Centre Rech. (Pau) SNPA, v. 3, N° 1,
p. 65-96, (mai 1969).

- 8 - W.S. CAREY The rheid concept and its implications in
geotectonics.
J. of Geoph. Soc. of Australia, v. 1, p.
67-117, (1953).

- 9 - H.D. BUI Transformation des données aux limites relatives au demi-plan élastique, homogène et isotrope.
Int. J. of Solids and Struct. v. 4, p. 1025-1030, (1968).
- 10 - D. G. SALAMON Elastic moduli of a stratified rock mass. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sc. v. 5, N° 6, (nov. 1968).
- 11 - 12 - H. D. BUI Communications personnelles.
- 13 - K. SUZUKI A rheological aspect of virgin state of rock pressure.
Rock Mech. in Japan, vol. 1, (1970).
- 14 - K. TERZAGHI Principales of Soil Mechanics.
Eng. News Records, (1925).
- 15 - J.F. HARRIS, G.L. TAYLOR, J.L. WALPER Relation of deformational fractures in sedimentary rocks to regional and local structures.
Bull. Am. Ass. Pet. Geol., v. 44, N° 12, (déc. 1960).
- 15 Bis- J.H. HOWARD A classification of subsurface bodies of fragmented rocks.
Bull. Am. Ass. Pet. Geol. v. 51, N° 6, (Juin 1967).
- 16 - P. MORLIER Influence de la pression sur le comportement rhéologique des roches.
Colloque Gr. Français de Rhéologie, (17.9.70).
- 17 - J.C. HEARD Effect of large changes in strain rate in the experimental deformation of Yule marble.
J. Geol. v. 71, N° 2, p. 163-195, (1963).
- 18 - A. R. SANFORD Analytical and Experimental study of simple geologic structures.
Bull. Geol. Soc. Am. v. 70, p. 19-52, (1959).
- 19 - J. MANDEL, P. DANTU Contribution à l'étude théorique et expérimentale du coefficient d'élasticité d'un milieu hétérogène mais statistiquement homogène.
Labo. Central Ponts et Chaussées, Publ. 63.2.

- 20 - D. REYRE,
S. MOHAFAEZ
Une première contribution des accords Nioc-ERAP à la connaissance géologique de l'IRAN. (1ère partie).
Revue - I. F. P., vol. 25, N° 6, (juin 1970).
- 21 - L. GAY
Communications personnelles.
- 22 - P. MORLIER
Etude expérimentale de la déformation des roches. (Thèse Ing. Docteur).
Revue I. F. P., v. 19, n° 10 et 11, (1964).
- 23 - O. C. ZIENKIEWICZ,
Y. K. CHEUNG
The finite element method in structural and continuum mechanics.
Mc Graw Hill, London, (1967).
- 24 - O. C. ZIENKIEWICZ,
Y. K. CHEUNG,
K. G. STAGG
Stresses in anisotropic media with particular reference to problems of rock mechanics.
J. Strain Anal. 1, p. 172-182, (1966).
- 25 - O. C. ZIENKIEWICZ,
M. WATSON, I.P. KING
A general method of viscoelastic stress analysis.
J. Strain Anal. (1968).
- 26 - P. GUELLEC
La méthode des éléments finis et ses applications aux problèmes de Génie Civil.
Lab. Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche n° 8, (1970).
- 27 - R. J. DUNHAM
Classification of carbonate rocks according to depositional texture in "classif. of carbonate rocks".
Symp. Am. Ass. Pet. Geol. Mem. I, (1962).
- 28 - H.R. HARDY Jr.
Determination of the inelastic parameters of geologic materials from incremental creep experiments.
Society of Petroleum Engineers of AIME, Paper SPE 1707, (1967).

Fig:1.1

Coupe schématisique de la structure

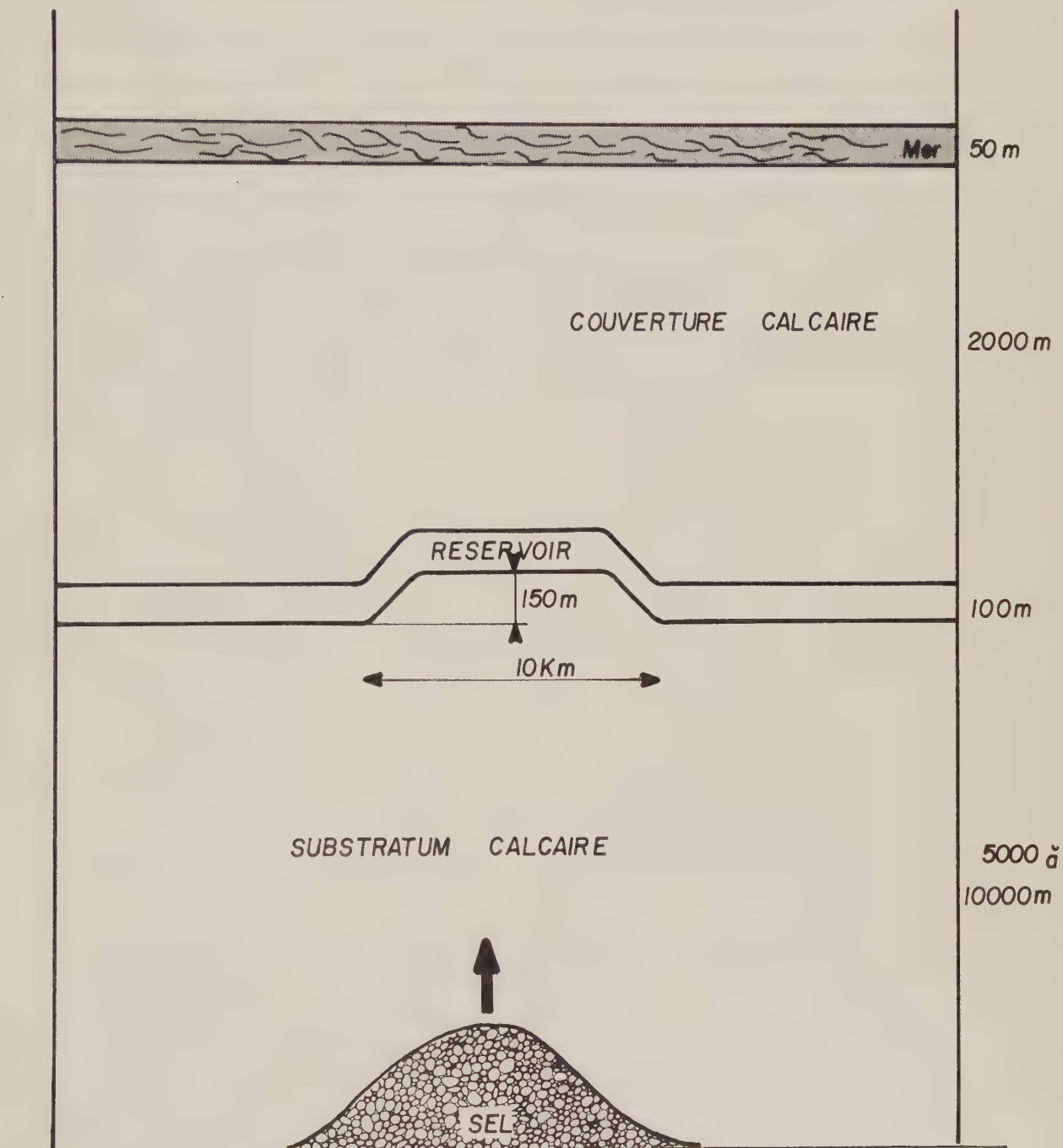


Fig.1:2

Allure isobathes de la structure

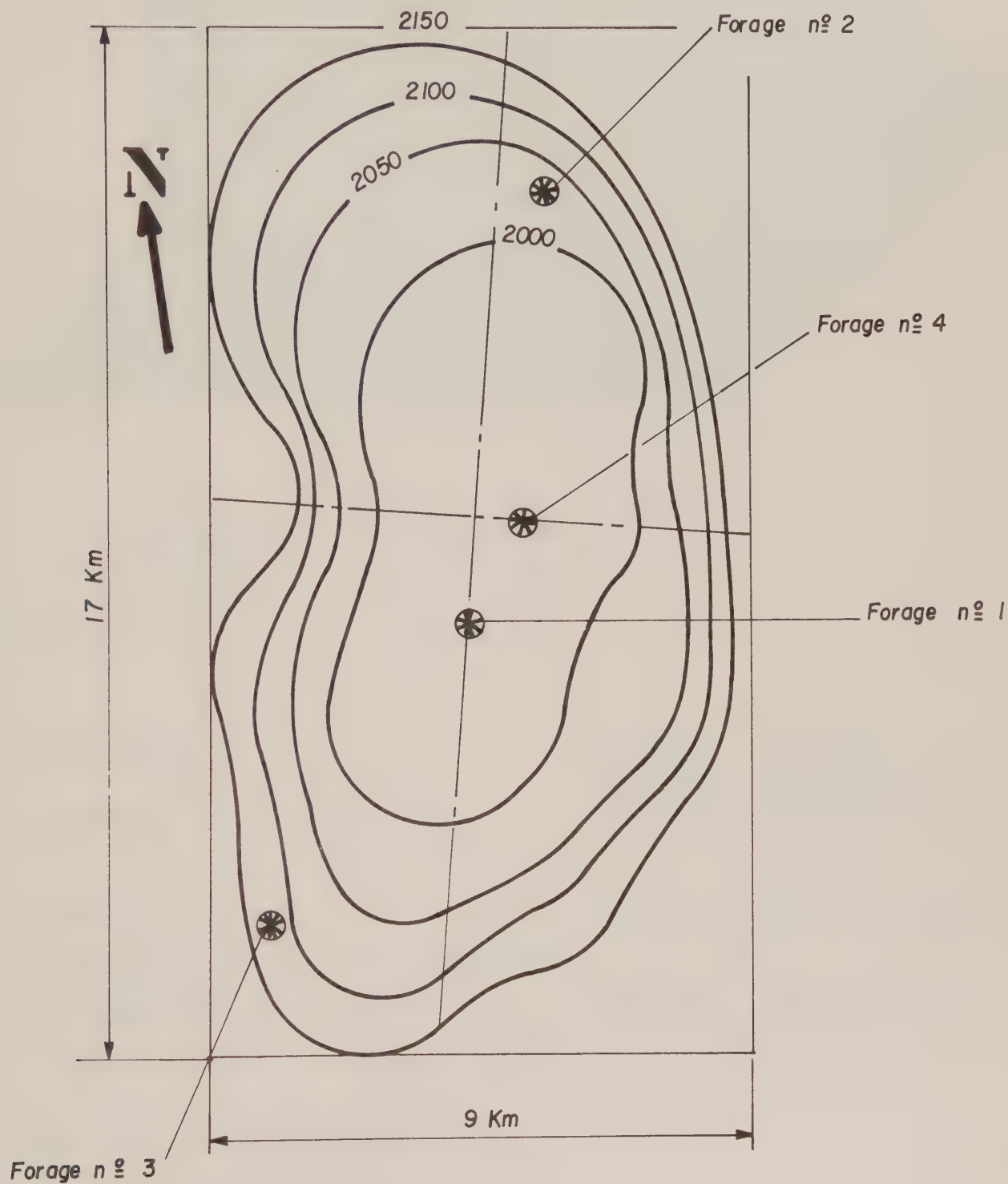
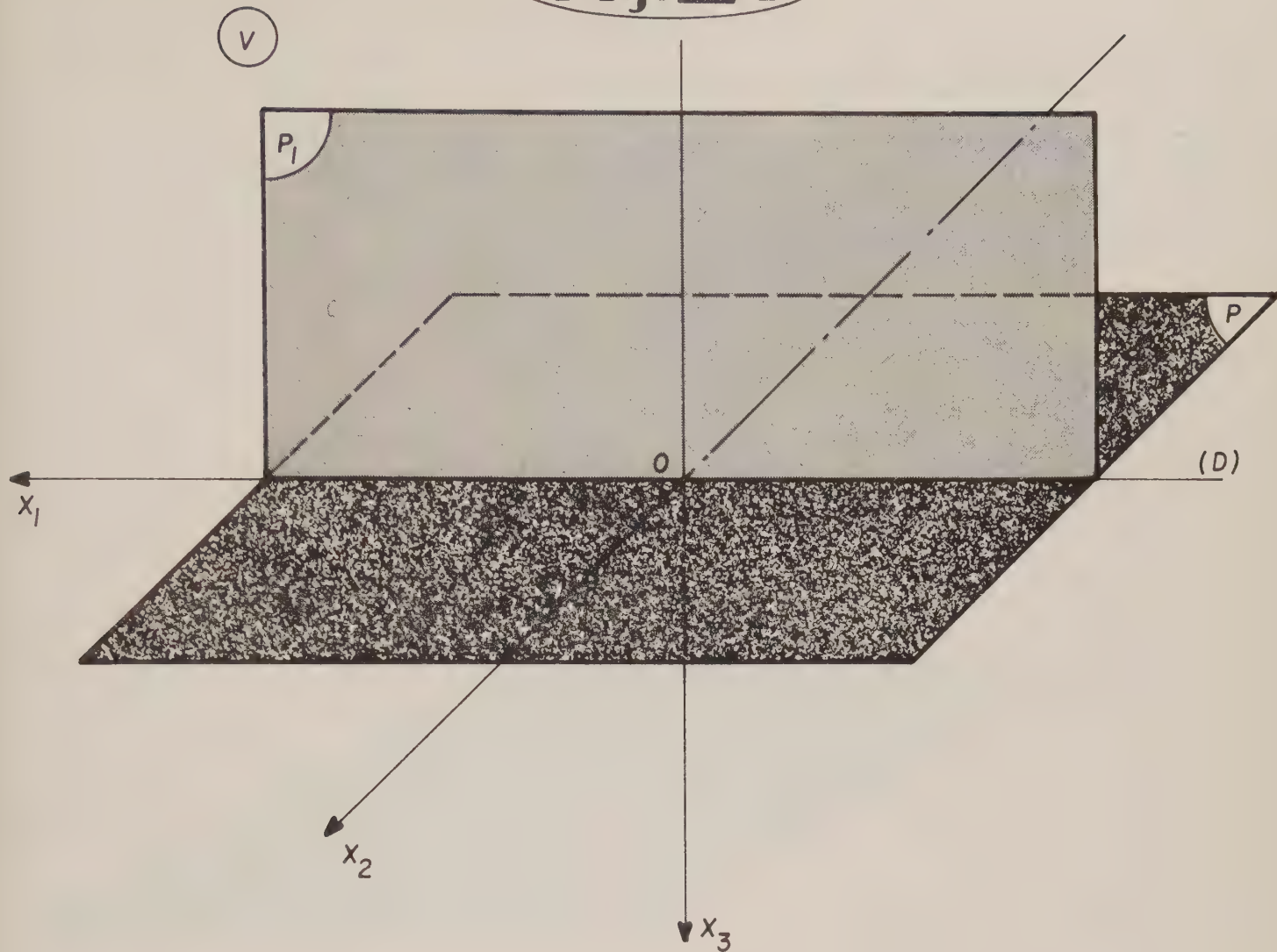


Fig: III.1



SEMI-ESPACE V

FRONTIERE DE $V = \text{PLAN } P$

DEFINITION ANALYTIQUE: $x_3 < 0$
 DEFINITION MECANIQUE: λ, μ
 DEFINITION ANALYTIQUE: $x_3 = 0$

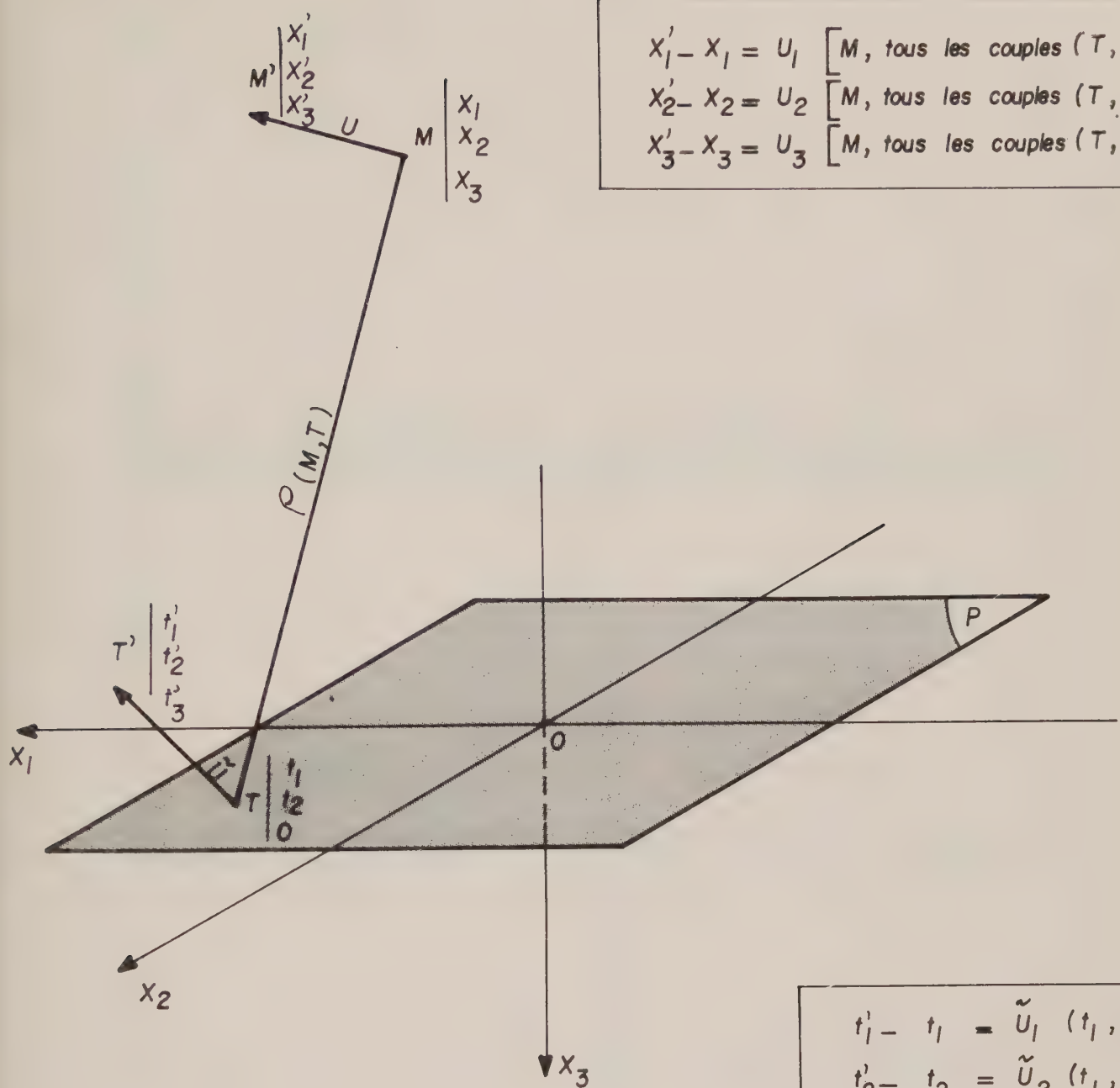
DEMI-PLAN P_1

(RESTRICTION DE V A DEUX DIMENSIONS)

FRONTIERE DE $P = \text{DROITE } D$

DEFINITION ANALYTIQUE $x_3 < 0$ et $x_2 = 0$

DEFINITION ANALYTIQUE $x_3 = 0$ et $x_2 = 0$



$$\begin{aligned} x_1' - x_1 &= U_1 \left[M, \text{ tous les couples } (T, T') \right] \\ x_2' - x_2 &= U_2 \left[M, \text{ tous les couples } (T, T') \right] \\ x_3' - x_3 &= U_3 \left[M, \text{ tous les couples } (T, T') \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_1' - t_1 &= \tilde{U}_1(t_1, t_2) \\ t_2' - t_2 &= \tilde{U}_2(t_1, t_2) \\ t_3' &= \tilde{U}_3(t_1, t_2) \end{aligned}$$

Fig:III.2

Fig. III.5

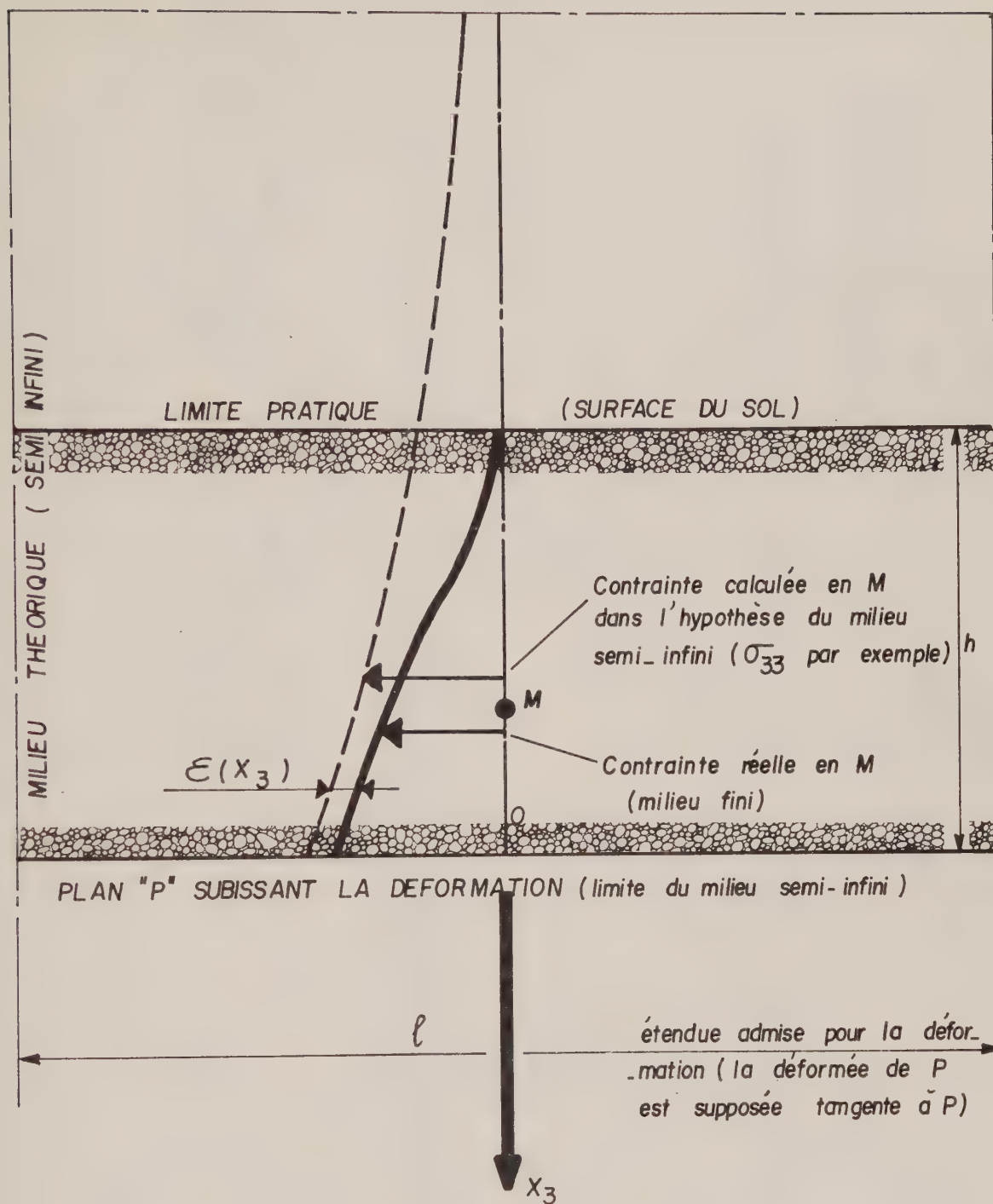
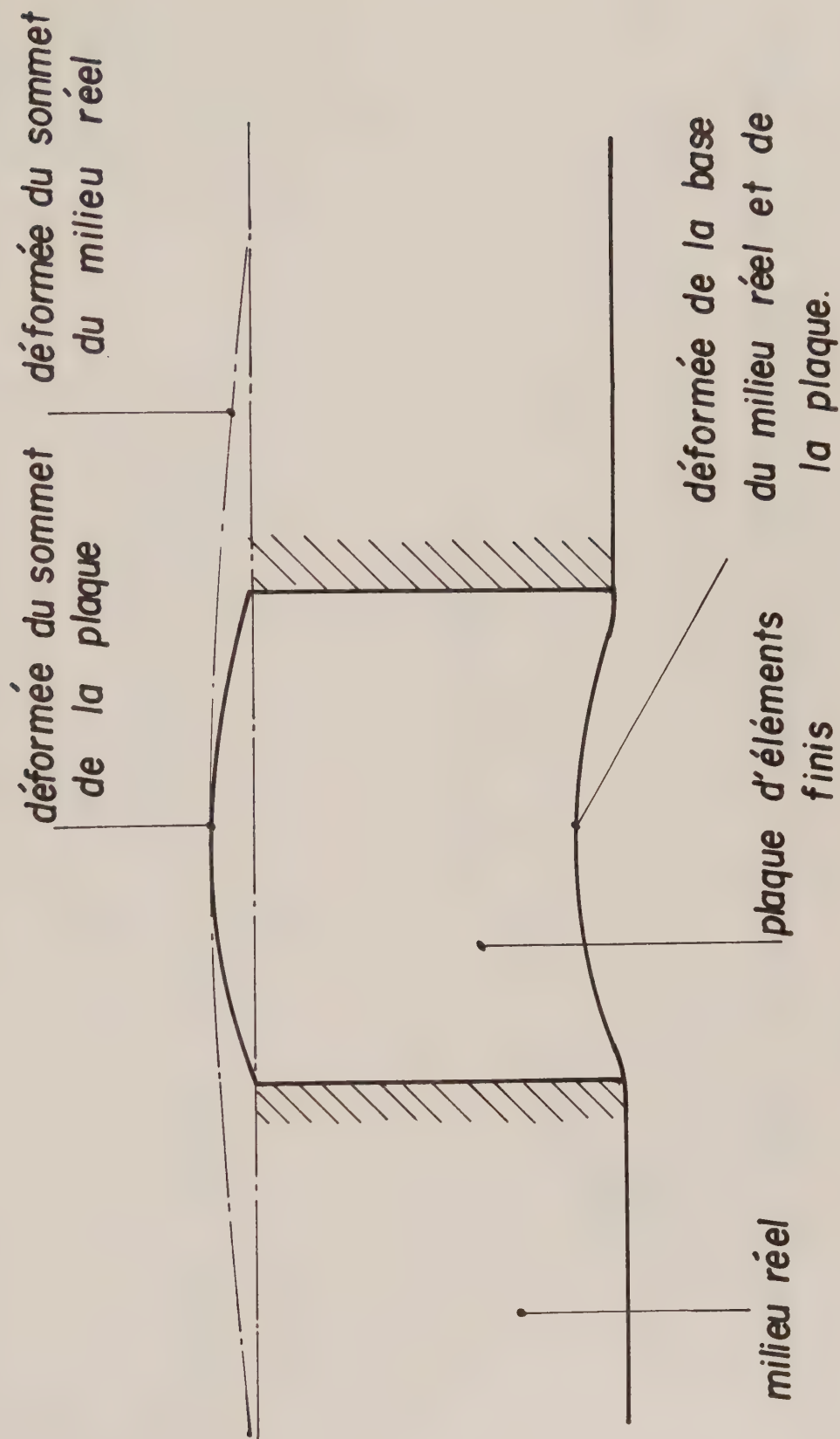


Fig : IV



BANDE ELASTIQUE INFINIE

Fig : V

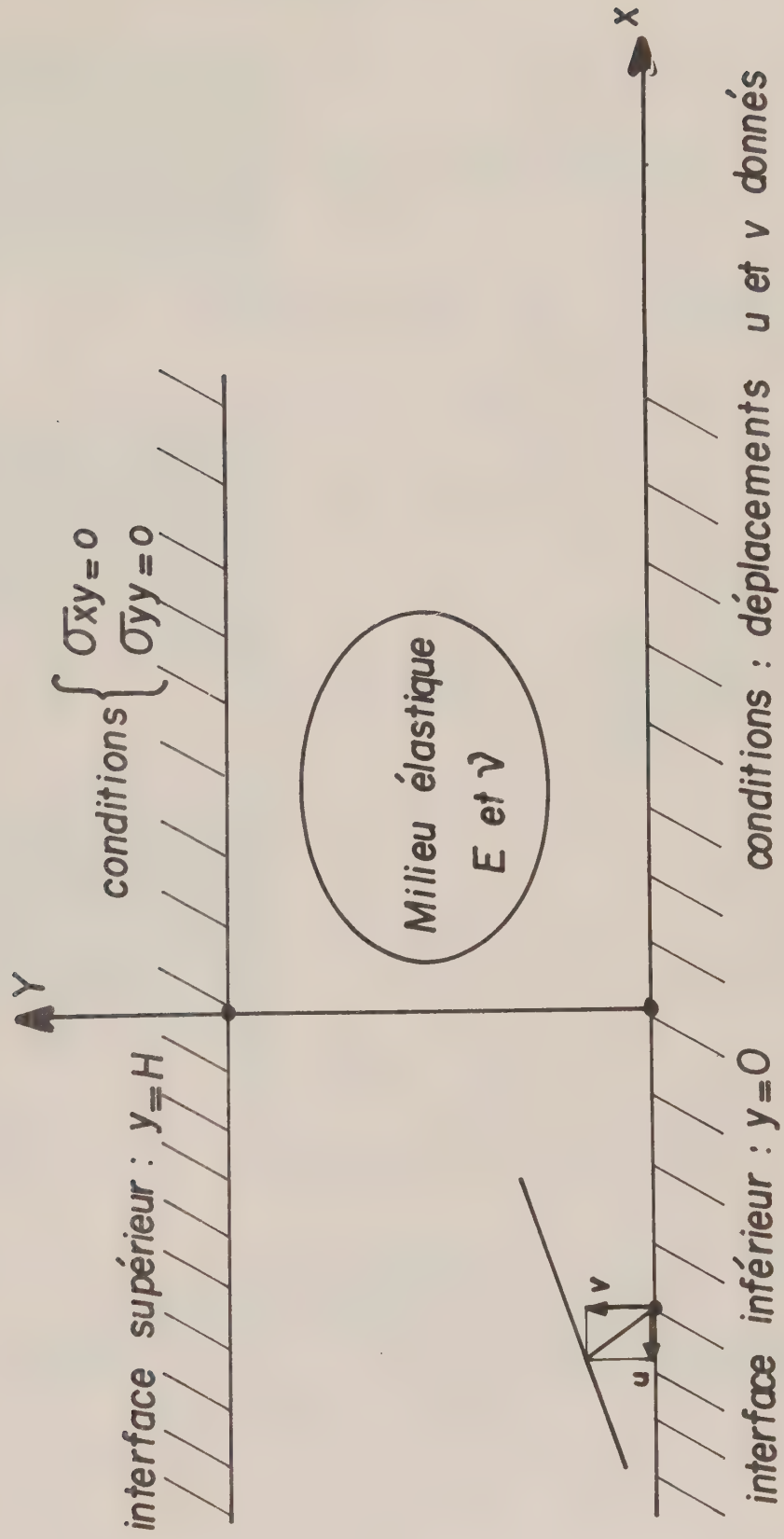
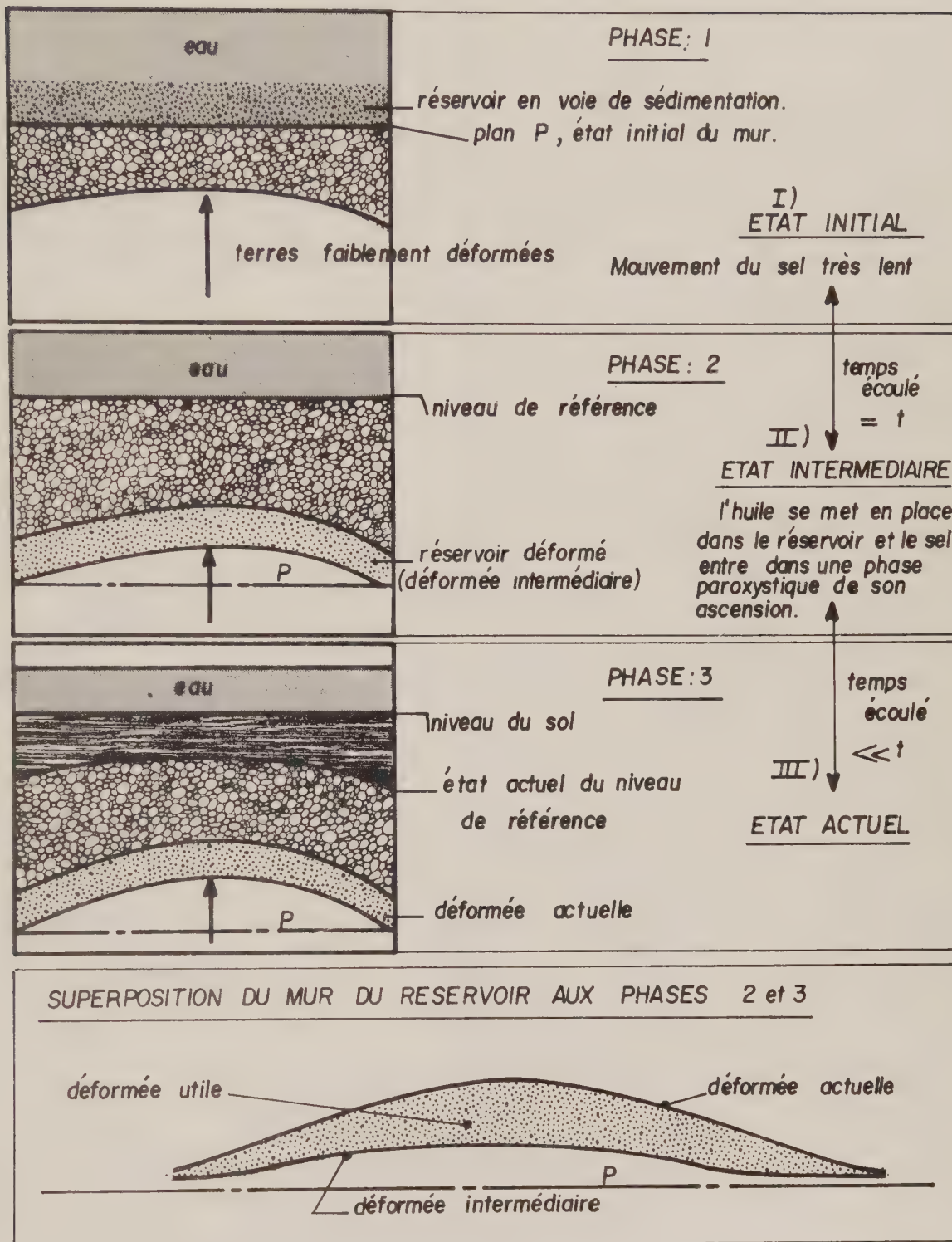
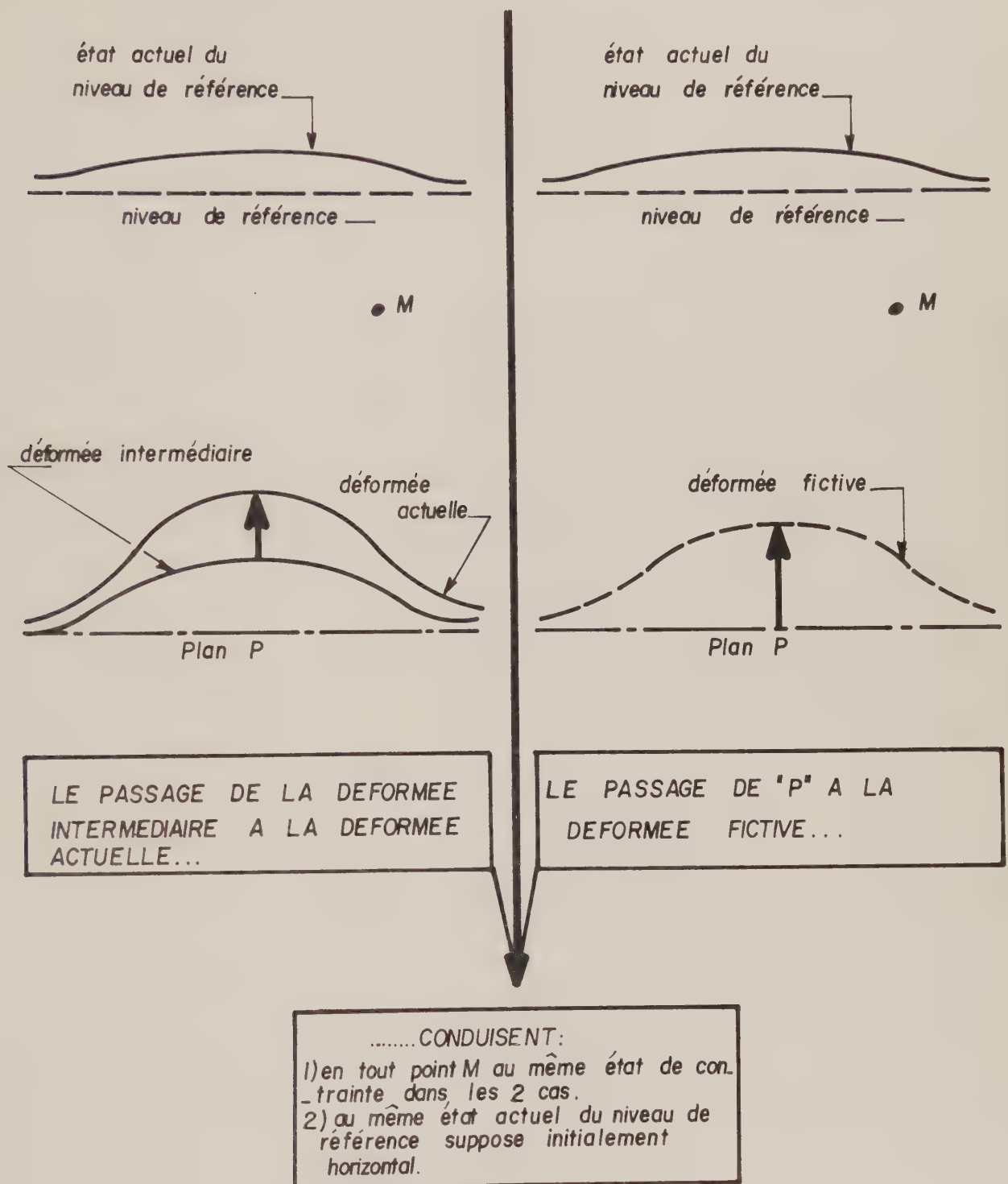


Fig: VII.1





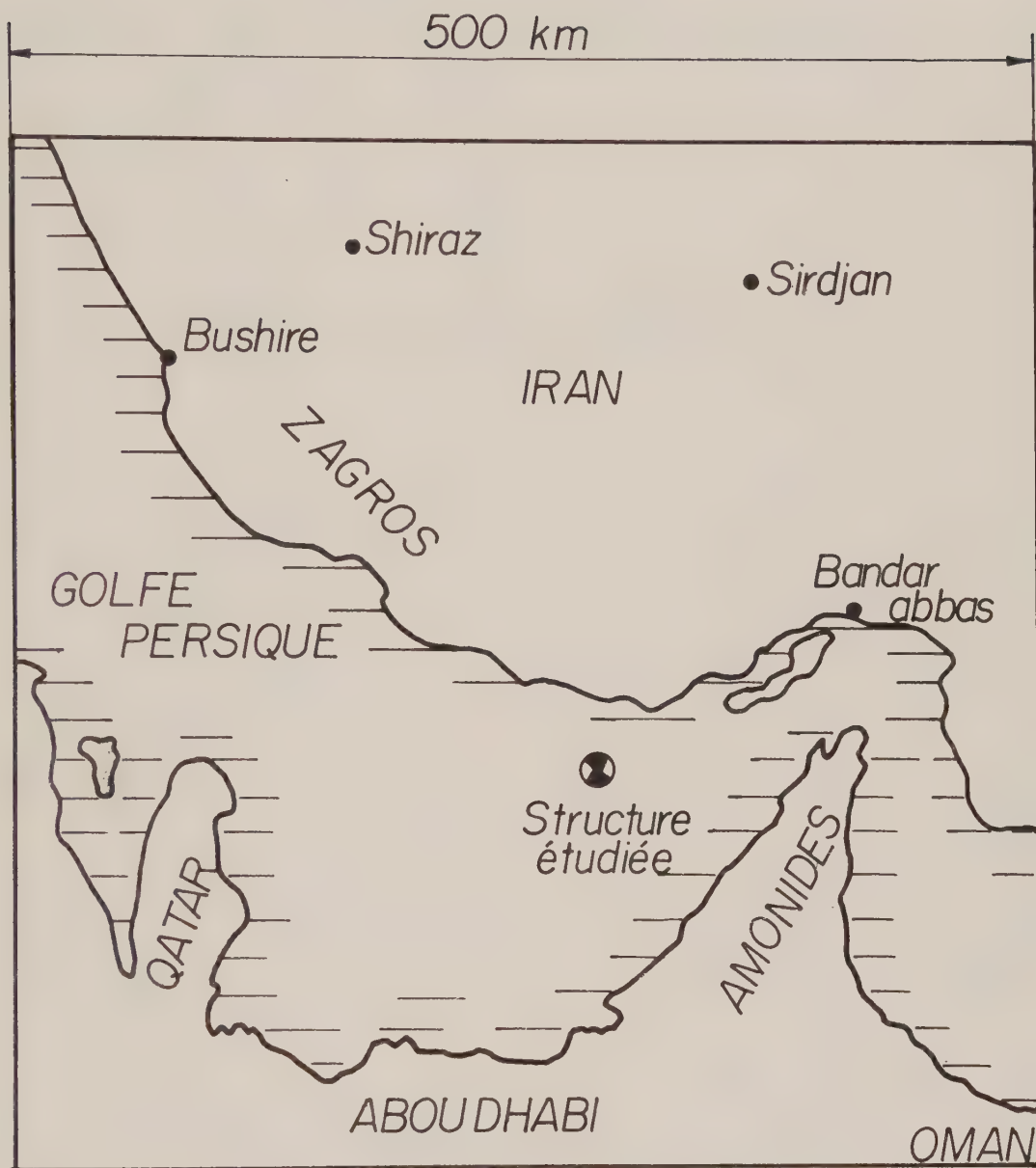
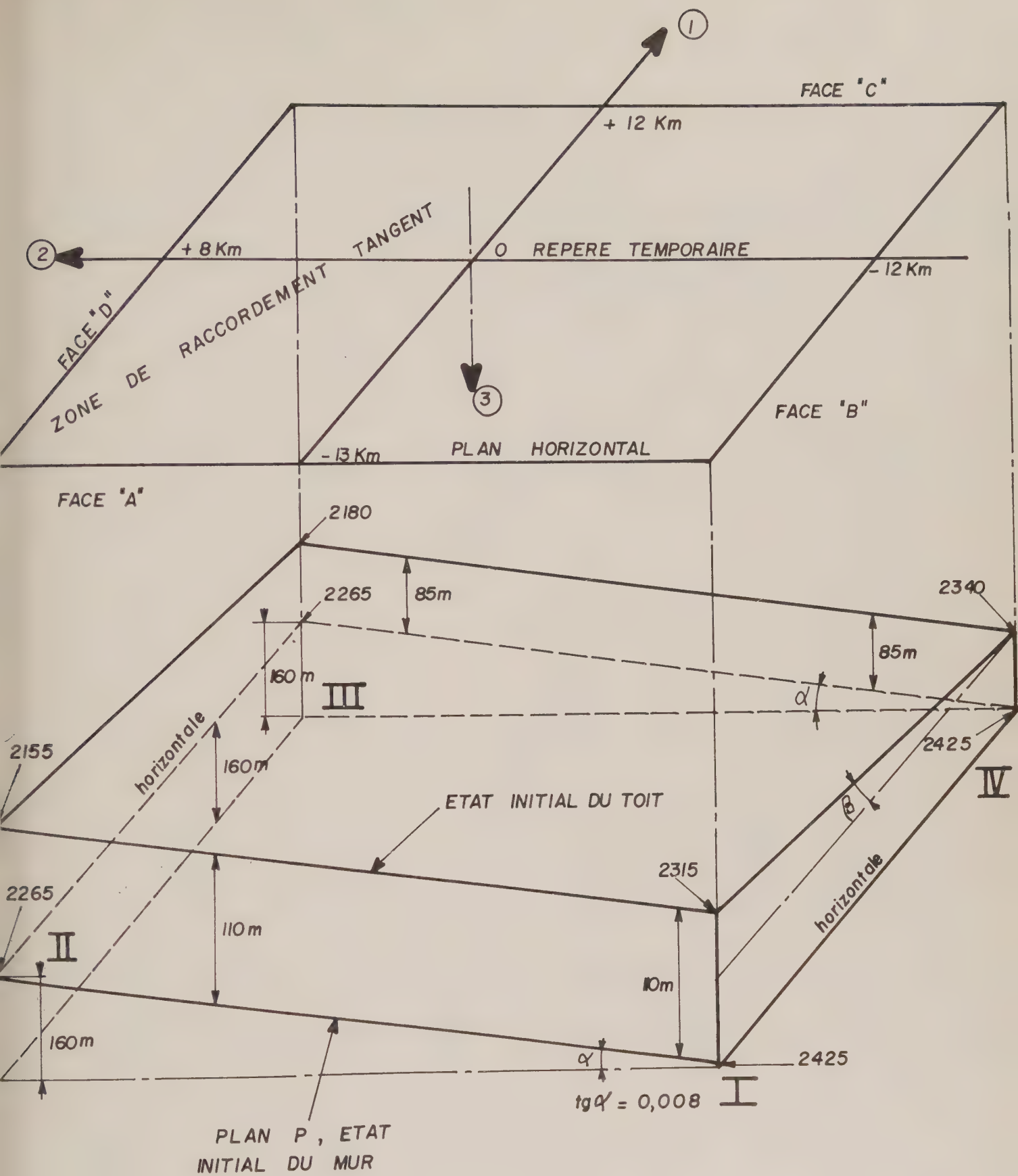


Figure : VII . 4



ETAT INITIAL DU RESERVOIR

Fig: 10.4

Fig:11.6

RAPPORT ENTRE $K_{int.}$ et $\bar{v}$

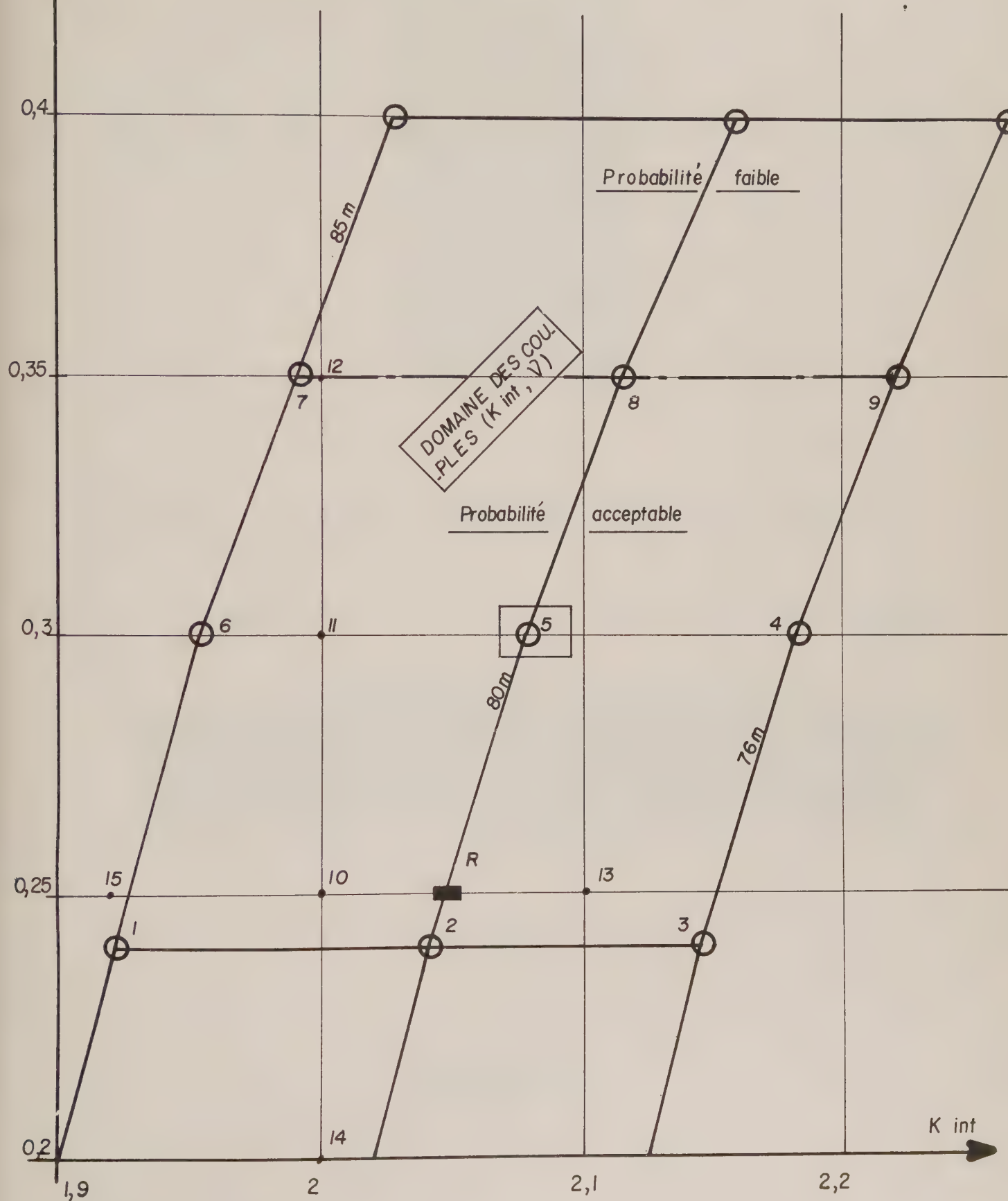
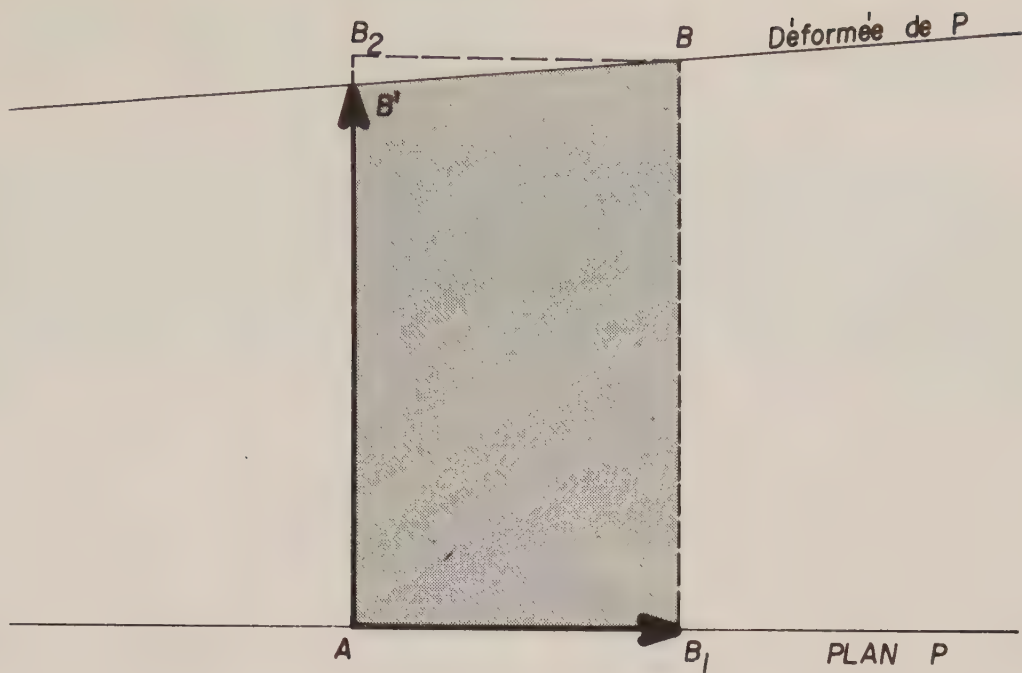


Fig: XII.1



Etat sans glissement théorique

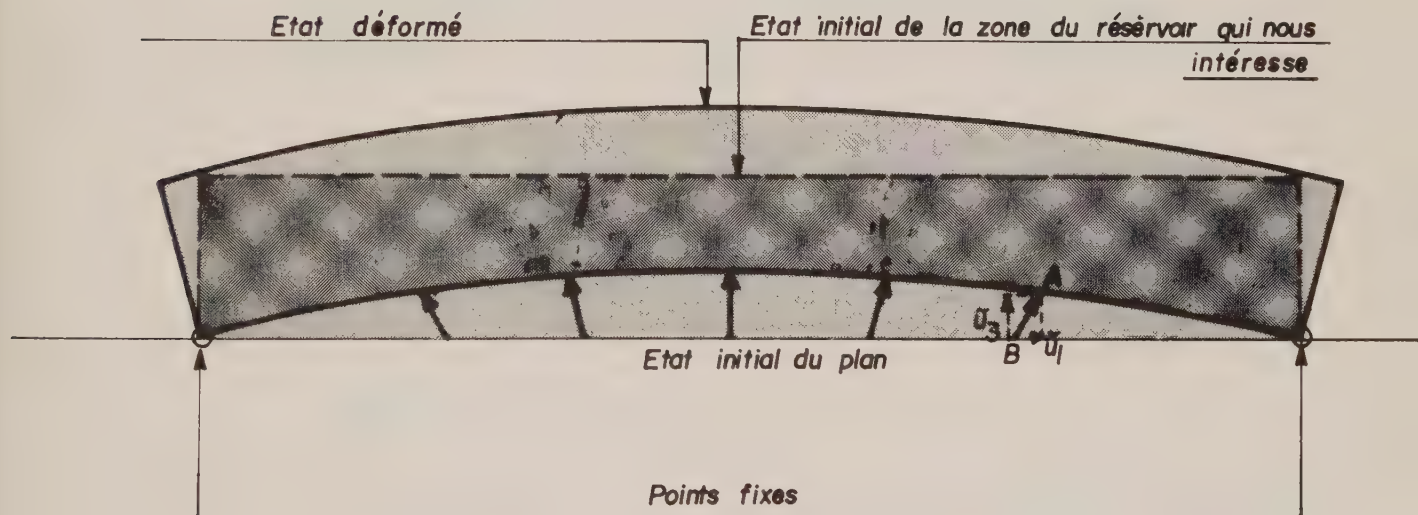


Fig: XII.2

Fig XII 2bis

état sans glissement pratique

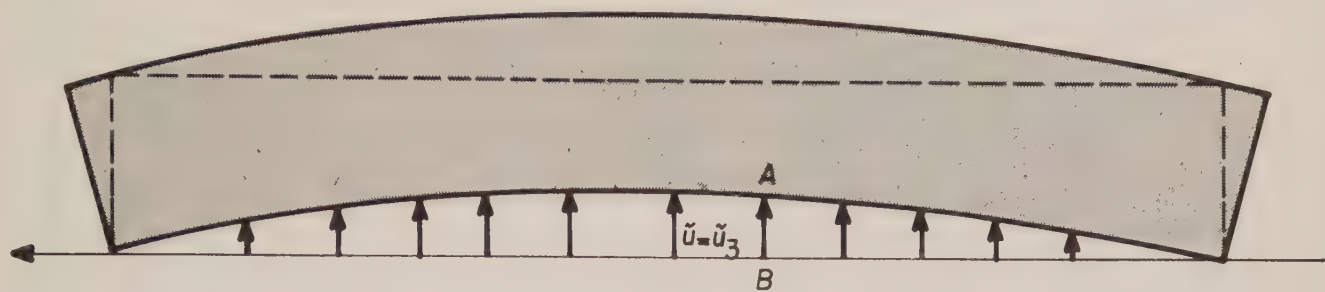
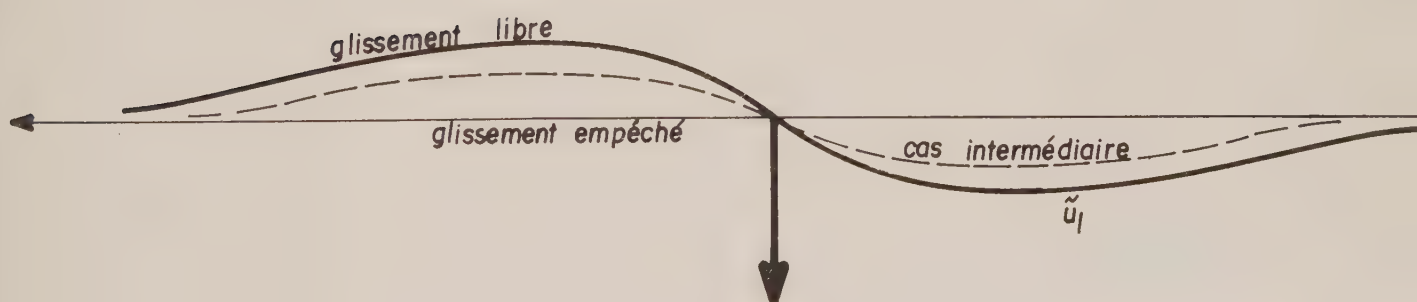


Fig XII 3

glissement libre



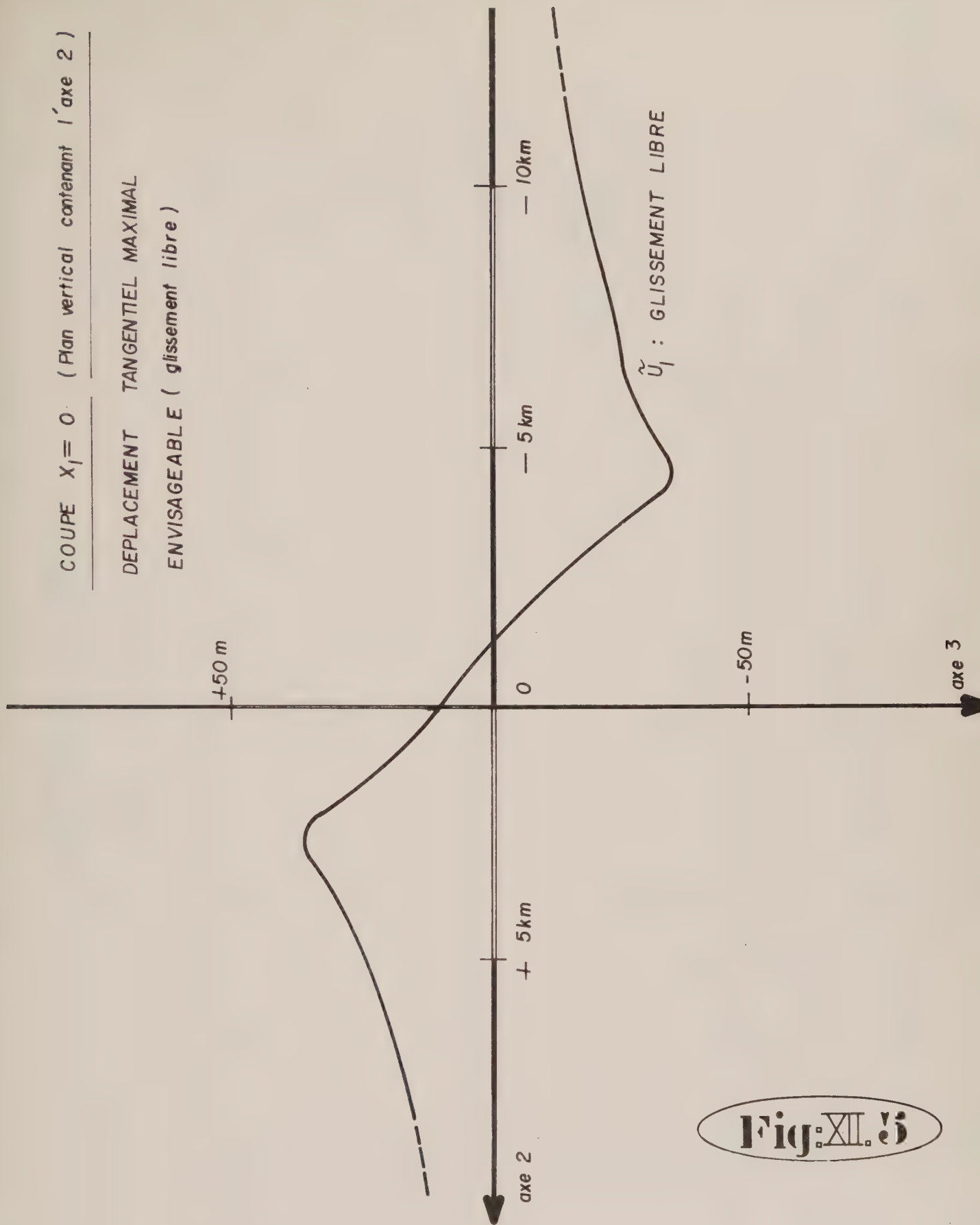
Fig XII 4



COUPE $X_I = 0$ (Plan vertical contenant l'axe 2)

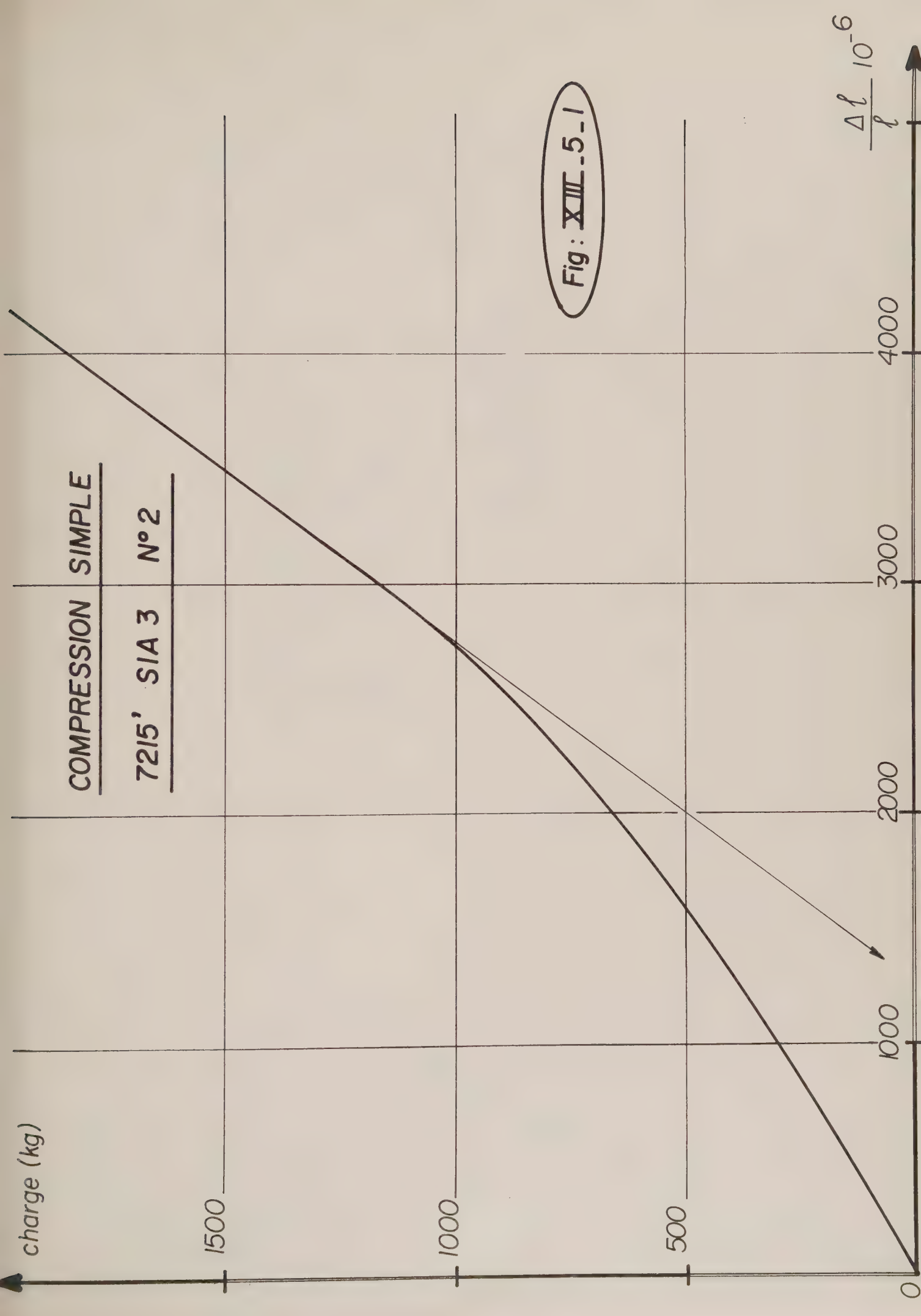
DEPLACEMENT TANGENTIEL MAXIMAL

ENVISAGEABLE (glissement libre)



$\tilde{U}_I$: GLISSEMENT LIBRE

Fig. XII.55



charge (kg)

1500

1000

500

0

1000

2000

3000

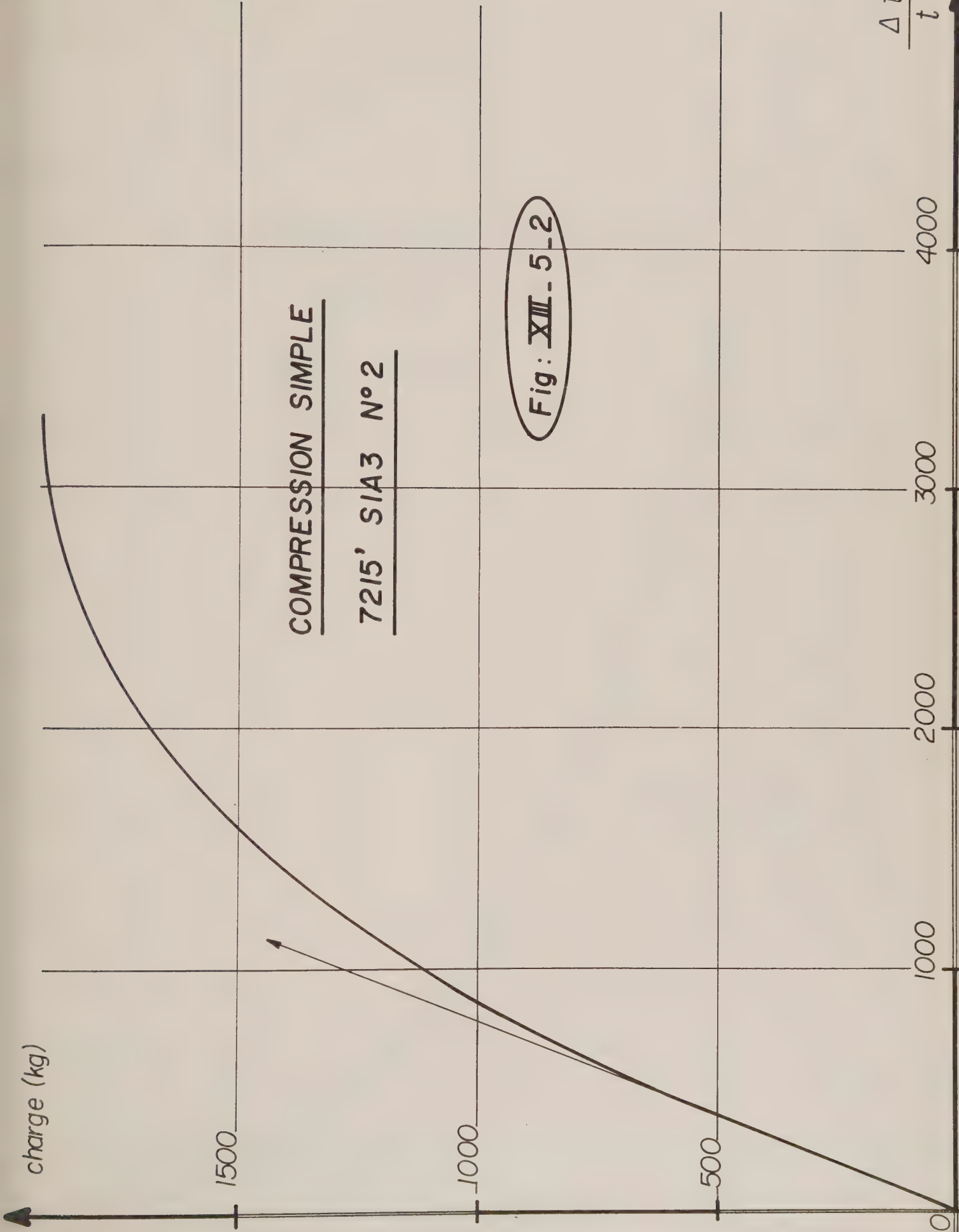
4000

COMPRESSION SIMPLE

7215' SIA3 N° 2

Fig: XIII - 5 - 2

$\frac{\Delta t}{t} 10^{-6}$



Pression (bar)

1000

800

COMPRESSIBILITE

Jauge 4

7215' SIA3

600

400

200

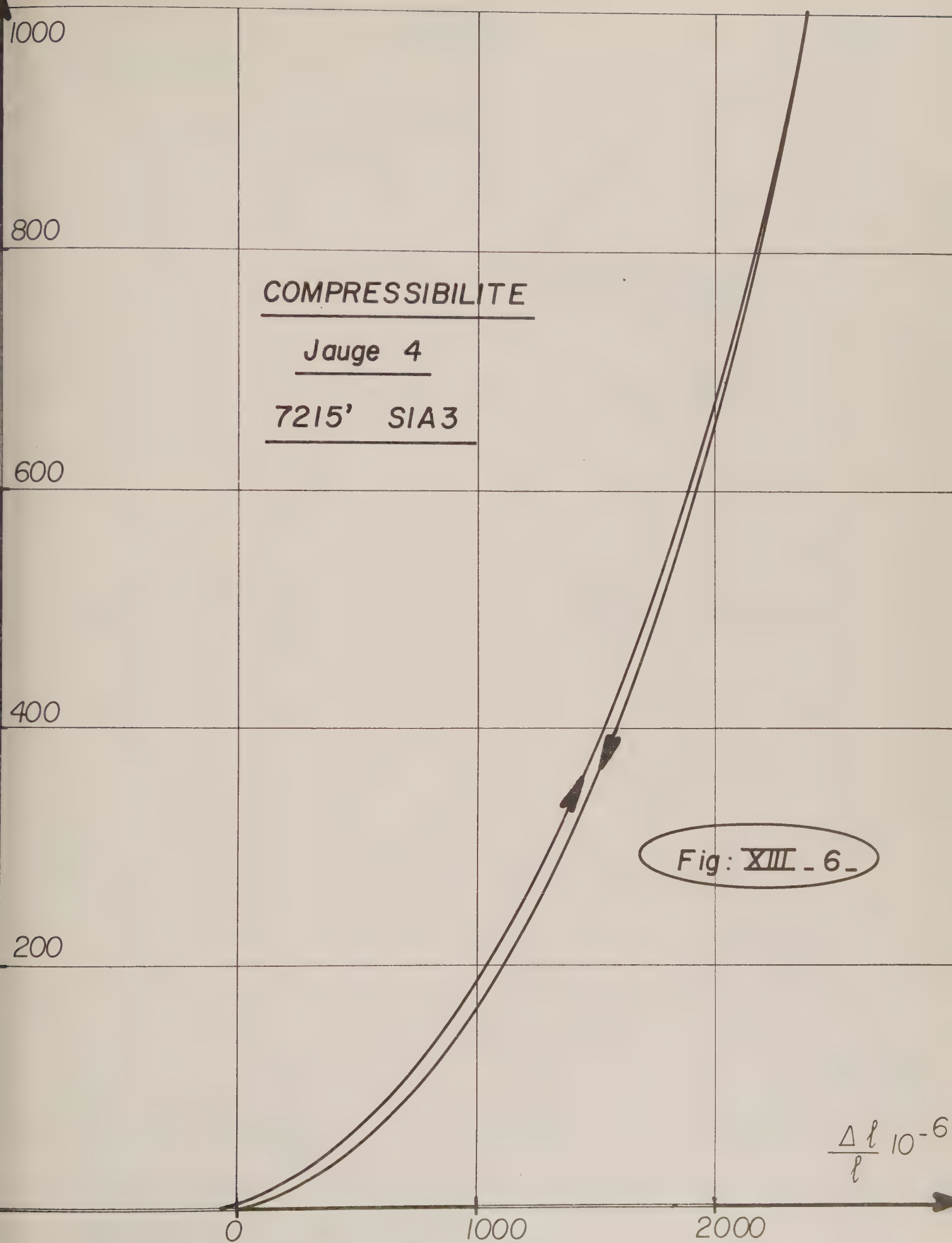
Fig: XIII - 6 -

$\frac{\Delta l}{l} 10^{-6}$

0

1000

2000



SIRRIA

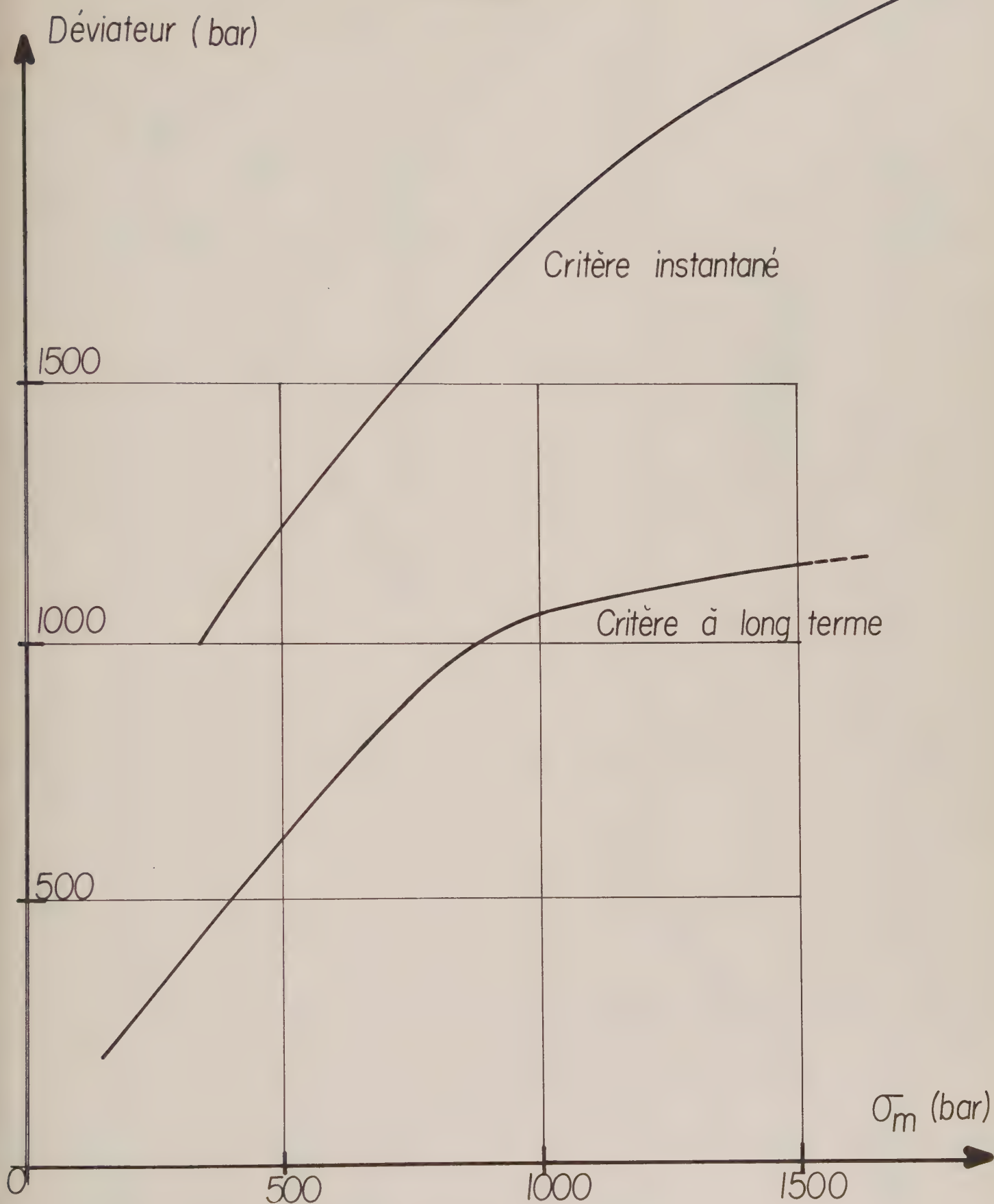


Fig: XIII . 7

Charge (kg)

- TRIAXIAL - SIA 4.6773' - CONFINEMENT 100 bar -

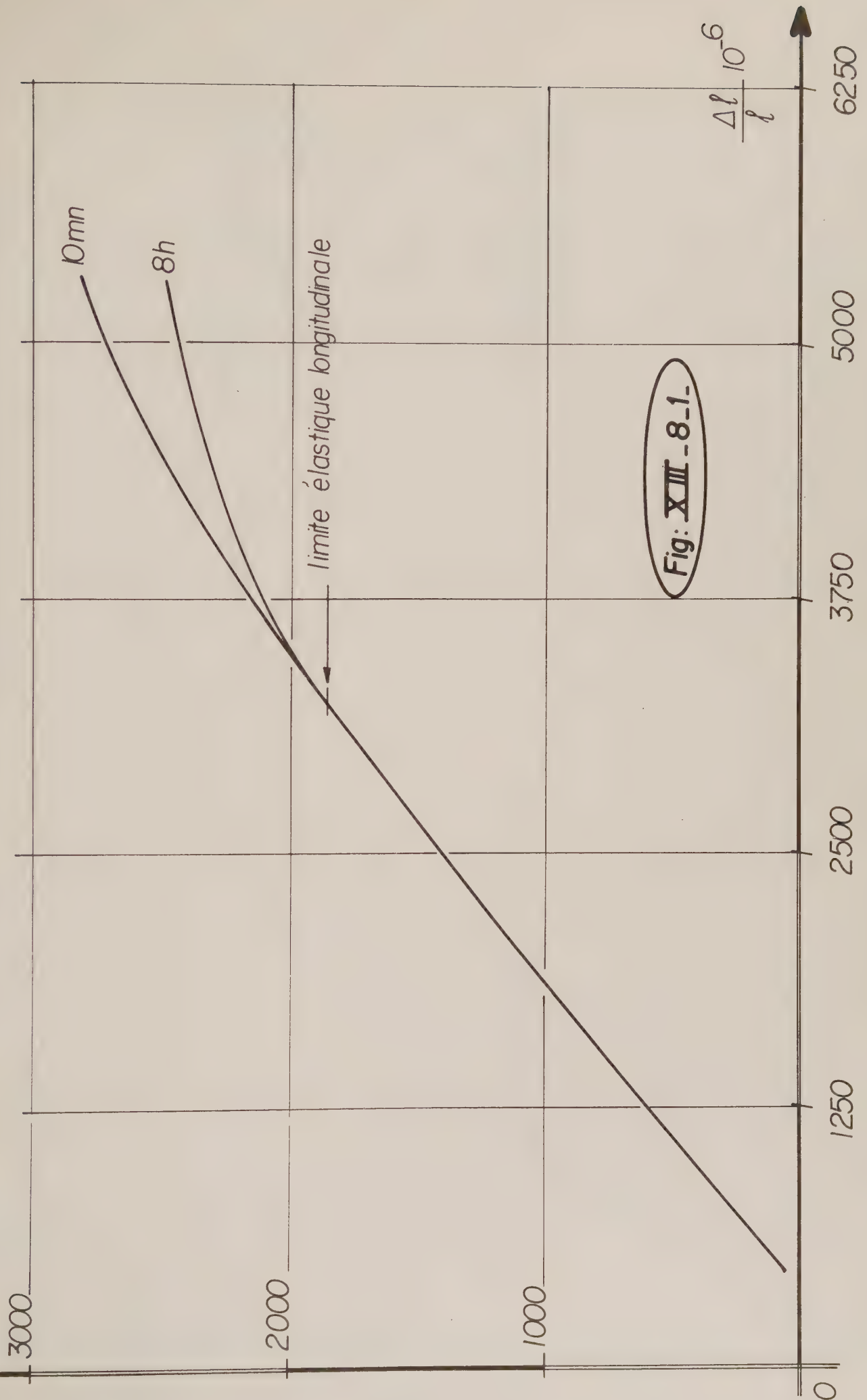
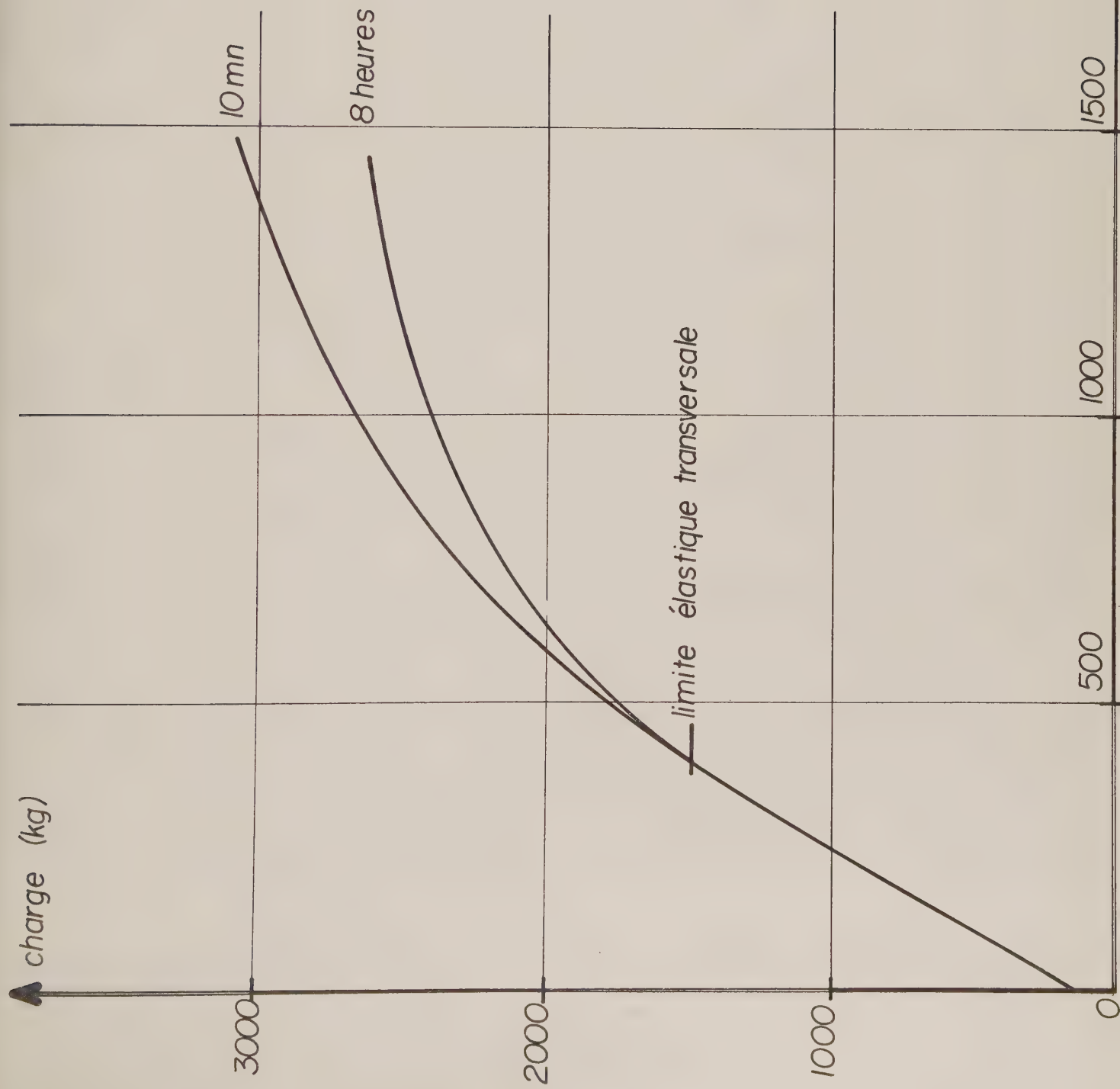


Fig: XIII - 8.1 -

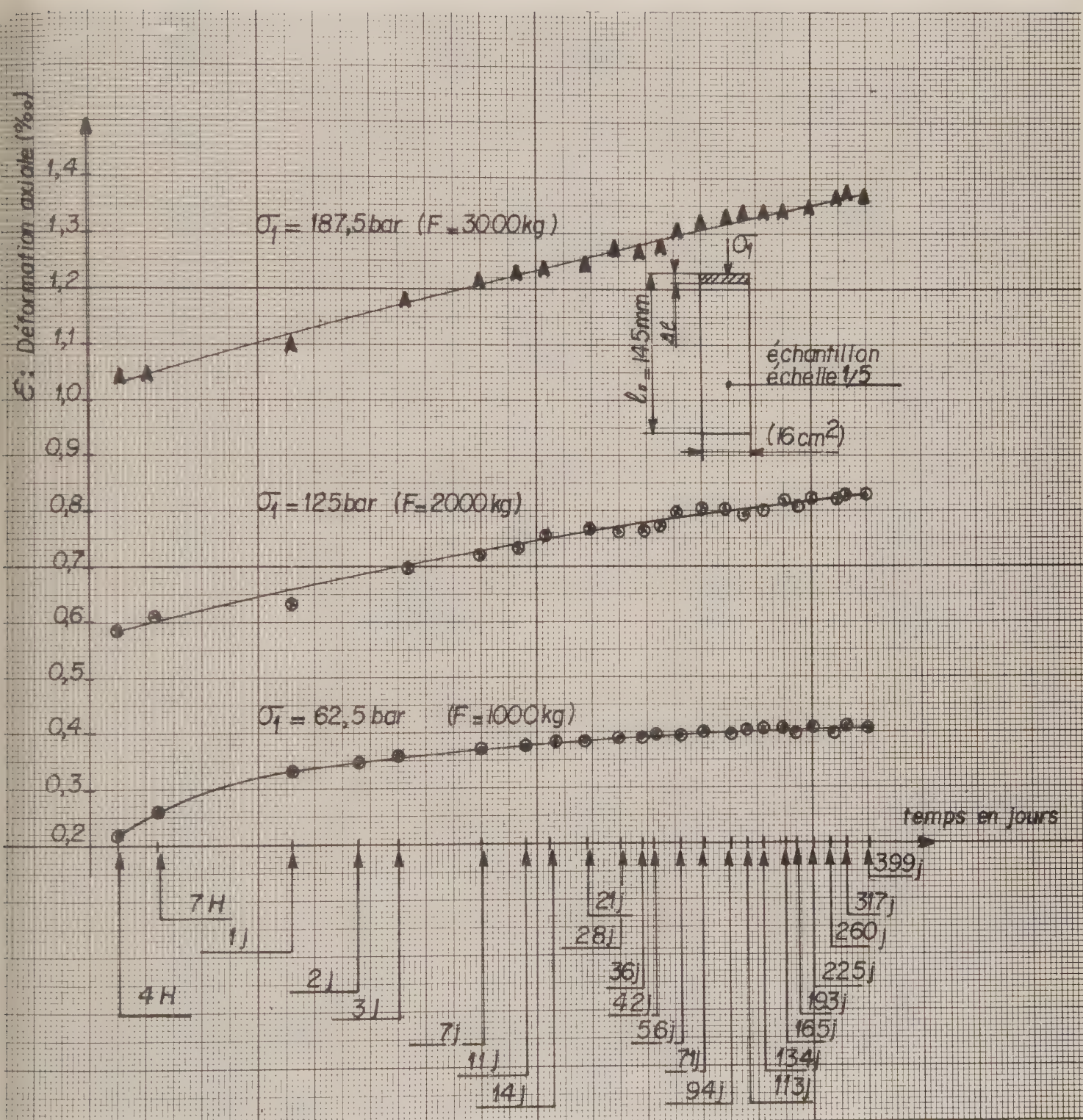


TRIAxIAL - SIA 4 - 6773'
 CONFINEMENT 100 bar

Fig: XIII-8-2-

$$\frac{\Delta t}{t} 10^{-6}$$

Fluage en compression simple (400 jours)



Remarque: Le déviateur de 125 bar correspond à un enfouissement de 2500m.

Fig: XIII.10

—MODELE DU COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE DU CALCAIRE DE SIRRIA—

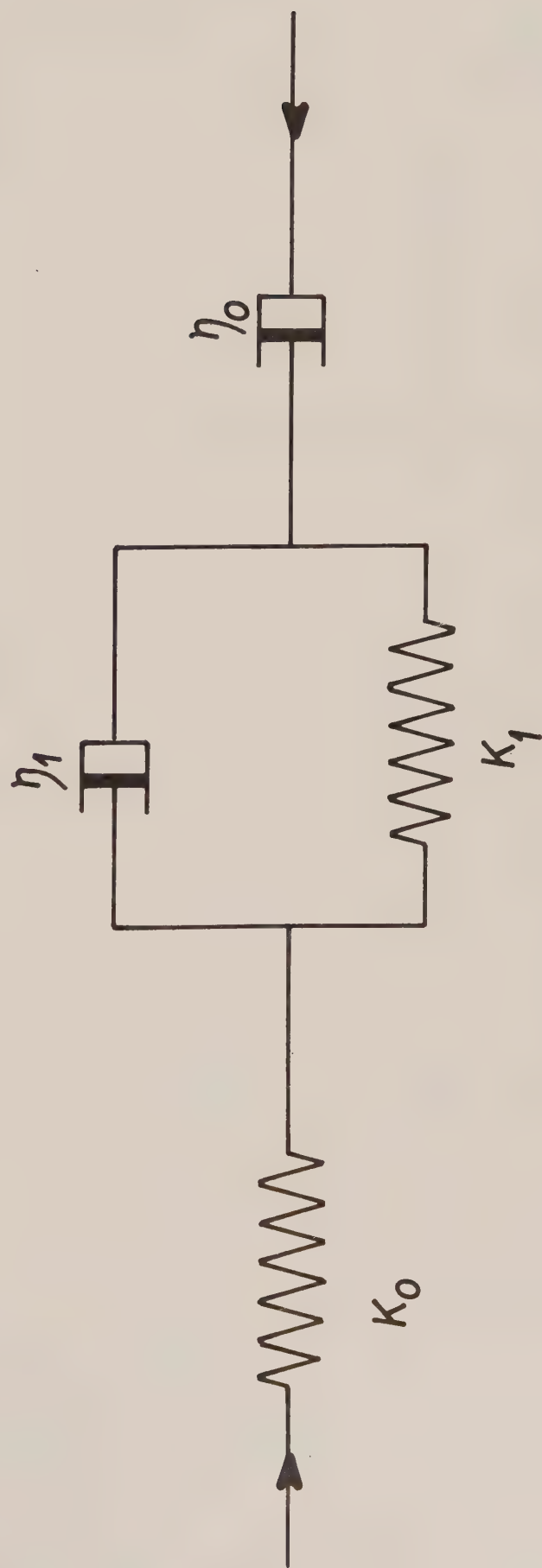


Fig: XIII - 11 -

DEFINITION DES COMPORTEMENTS

Fig : XVI - 1 -

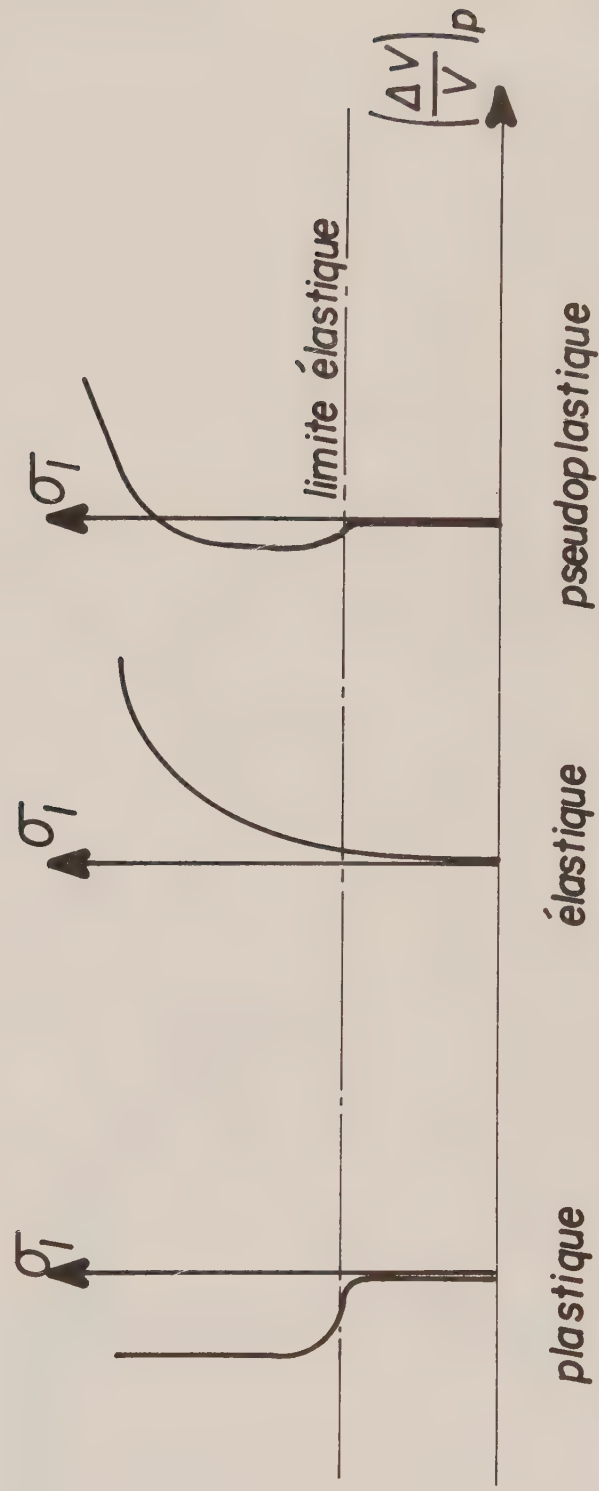


Fig: XVI. 2a

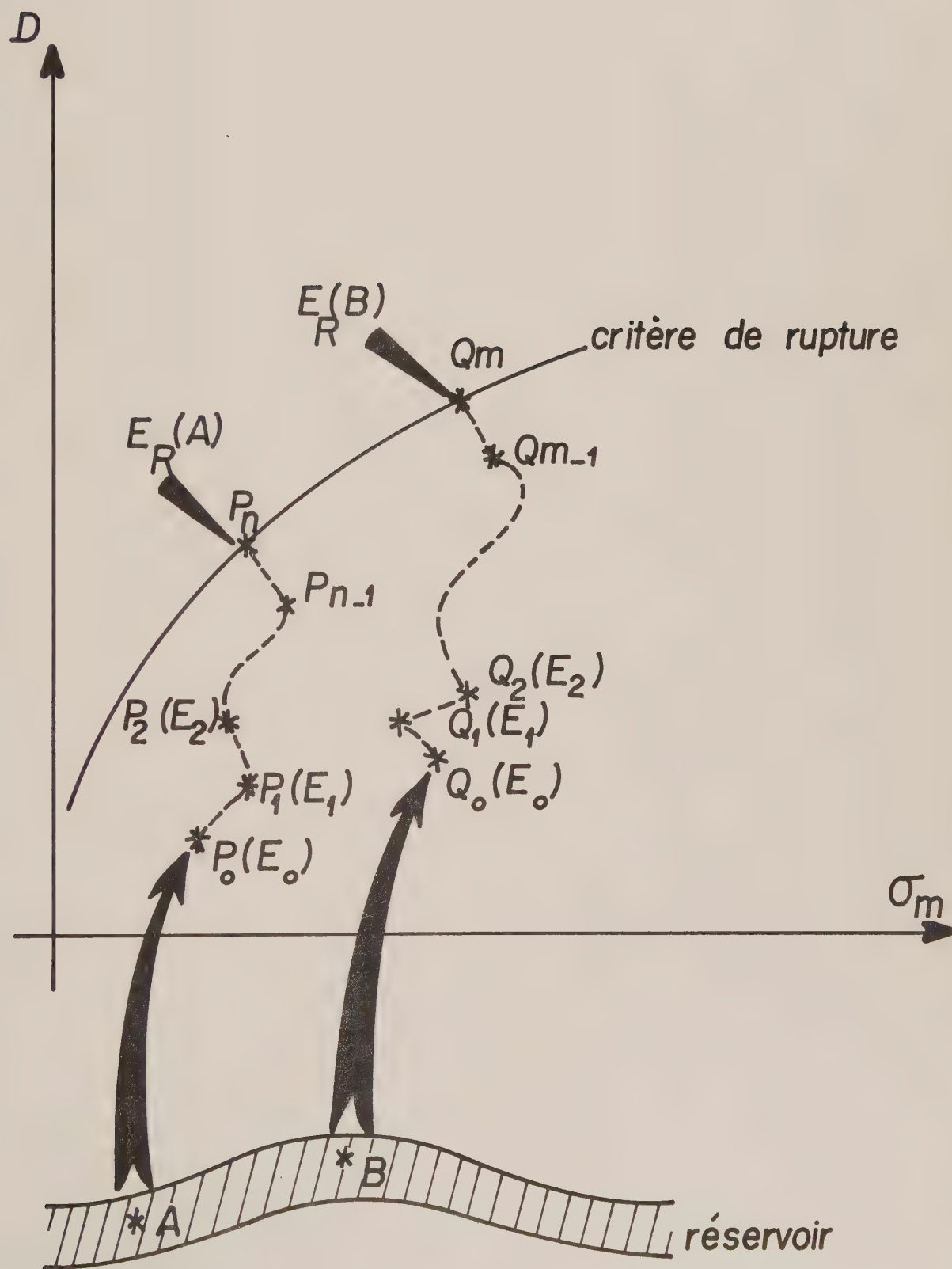
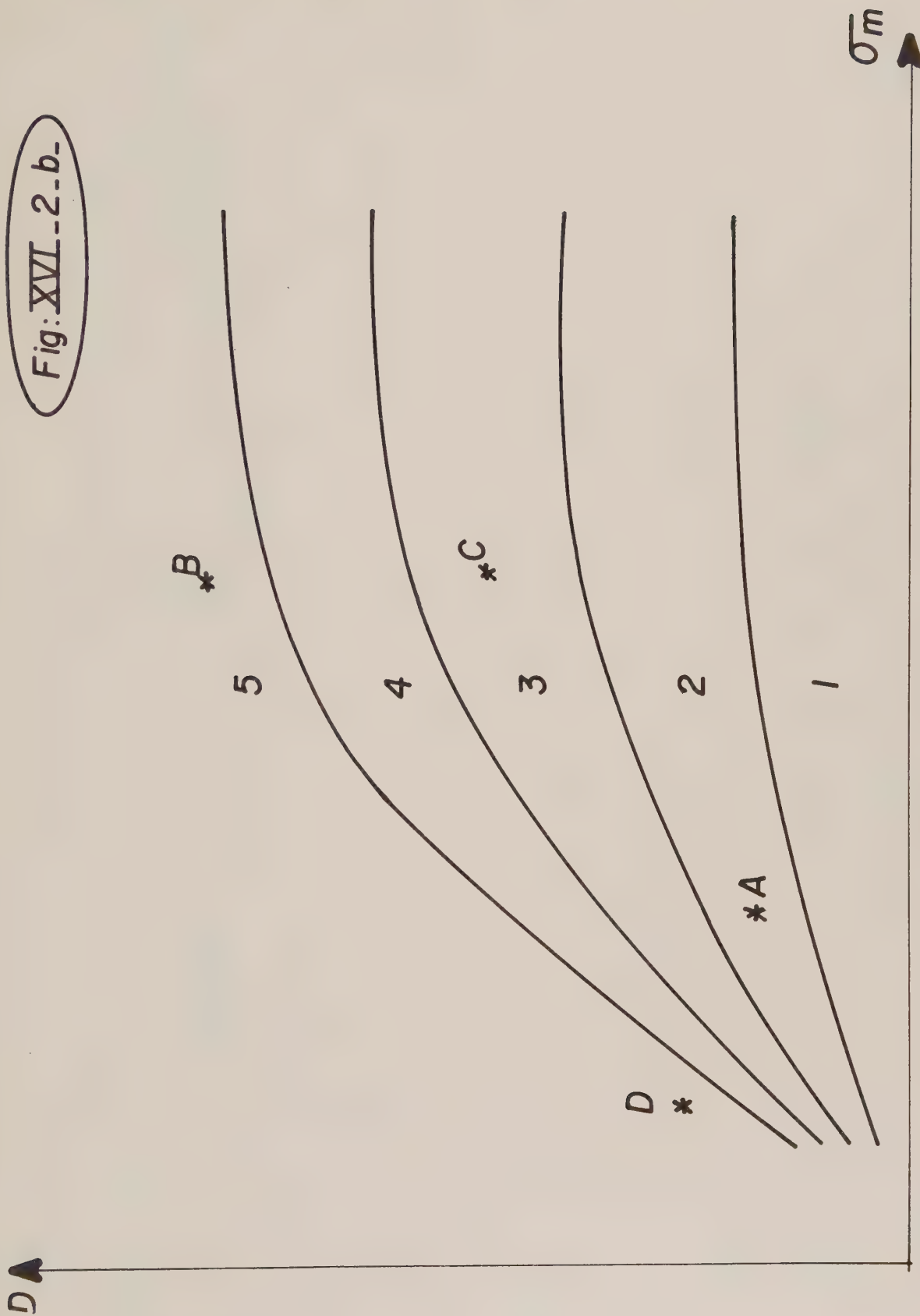
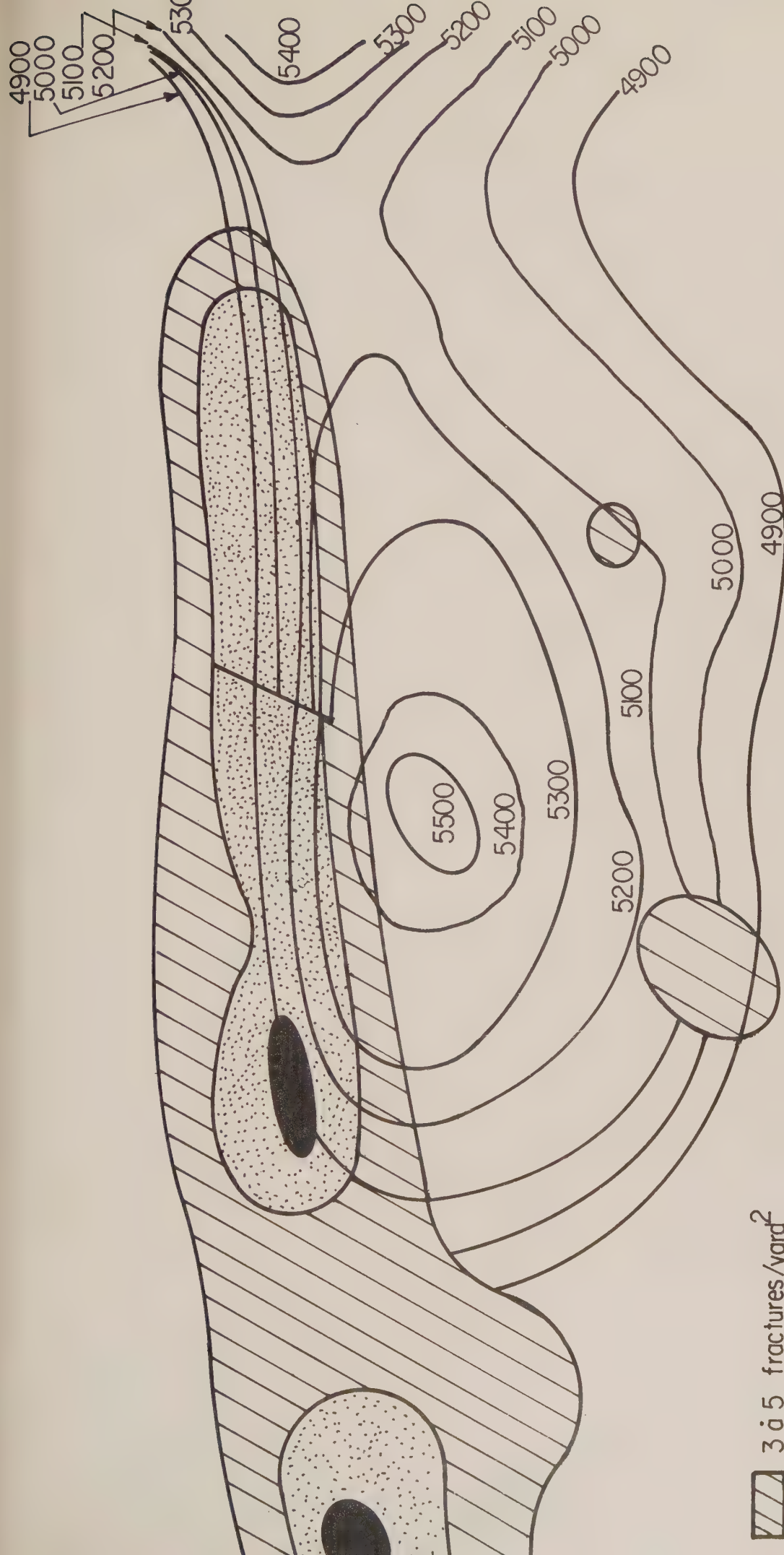


Fig: XVI-2-b-





-  3 à 5 fractures / yard²
-  6 à 8 fractures / yard²
-  > 9 fractures / yard²

1 Mile

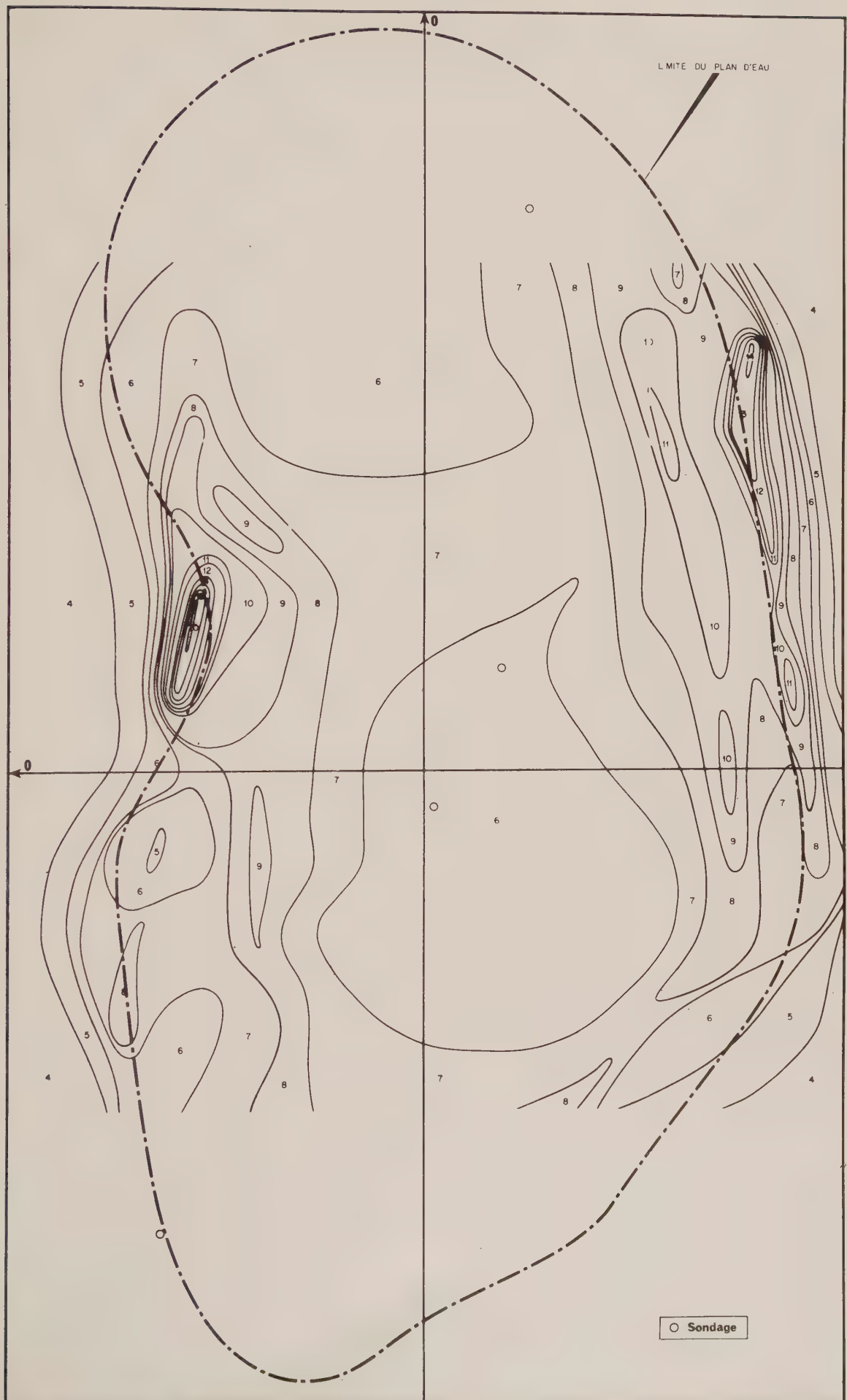
Courbes de niveau : pieds

CARTE ISOFRAGMENTATION
du dôme de GOOSE EGG
 schéma d'après HARRIS et al. (15)

Fig: XVI- 4

CARTE D'ISO-RISQUE DE FRACTURATION

ECHELLE : 1/65000

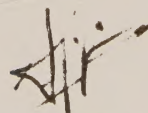


Vu et Approuvé

PARIS, le 13 Janvier 1972

Le Président

de l'Université de PARIS VI

A handwritten signature in dark ink, appearing to be 'A. Herpin', with a stylized flourish at the end.

A. HERPIN

